R F 7419/C

BULETINUL ȘTIINȚIFIC ȘI TEHNIC AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMIȘOARA

27. 1982.

CONSTRUCȚII

Tomul 27 (41) Fascicola 1-2

IANUARIE — DECEMBRIE
1982

Cititorii din străinătate se pot abona prin

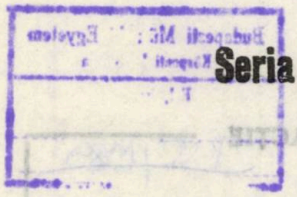
I L E X I M,

Serv. Export-import presă - Press Department

str. 30 Decembrie nr. 3-5 P.O.B. 136-137

Bucharest - Romania

BULETINUL ŞTIINŢIFIC ŞI TEHNIC
AL
INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA”
TIMIŞOARA



Seria Construcţii

Tomul 27 (41) **Fascicola 1-2**

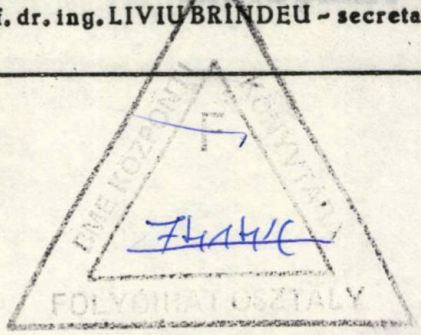
IANUARIE — DECEMBRIE

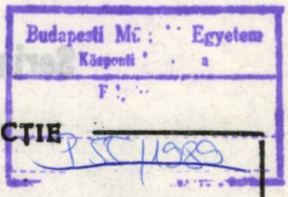
1982

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. dr. ing. COLETA DE SABATA, Prof. dr. ing. IOAN DRĂGOI, Prof. em. dr. doc. ing. GHEORGHE SILAŞ - redactor şef, Acad. prof. dr. doc. ing. IOAN ANTON, Prof. em. ing. CONSTANTIN AVRAM m. c. al Acad. R. S. R., Prof. dr. ing. DUMITRU BECHERESCU, Prof. dr. ing. VASILE COCHECI, Prof. dr. BORISLAV CRSTICI, Prof. dr. ing. TOMA DORDEA, Prof. dr. ing. FRANCISC KOVÁCS, Acad. prof. dr. ing. DAN MATEESCU, Prof. dr. ing. TIBERIU MUREŞAN, Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ, Conf. dr. ing. IOAN NIŢĂ, Prof. em. dr. ing. GHEORGHE SAVII, Prof. dr. doc. ing. CONSTANTIN ŞORA, Prof. dr. ing. LIVIU BRÎNDEU - secretar de colegiu

1989





COMITETUL DE REDACŢIE

Construcţii

Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ, Conf. dr, ing. VIRGIL HAIDA, Acad. prof. ing. DAN MATEESCU - redactor responsabil, Prof. dr. ing. AFION MIHĂESCU - redactor responsabil adj., Prof. dr. ing. MIHAI BĂLĂ, Conf. arh. HARALAMBIE COCHECI, Prof. em. ing. VICTOR GHEORGHIU, Prof. dr. ing. MARIN PĂUNESCU, Prof. dr. doc. ing. IOAN FILIMON, Prof. dr. ing. DUMITRU GUŢESCU, Prof, dr. ing. IOAN MUNTEANU - secretar de redacţie.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic " Traian Vuia "Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

S U M A R

MECANICA CONSTRUCTIILOR

Bânzaru T, Crivăţ N.: Un criteriu de compacitate pentru familii de multifuncţii aproape periodice 1

Friederich R.: Matrice pentru elemente finite p - ierarhice 7

Cioclov D.: Deformarea plastică instabilă a înveliţorilor subţiri de revoluţie presurizate 15

MATERIALE DE CONSTRUCTII

Velica Paraschiva : Coroziunea betonului sub acţiunea unor esteri şi mijloace de protecţie 21

Velica Paraschiva , Ilca Anita : Comportarea betoanelor sub acţiunea cerealelor tratate cu acid propionic 29

CONSTRUCTII CIVILE SI INDUSTRIALE

Vota V, Clipii T. : Consideraţii privind determinarea efortului real de precomprimare 37

Clipii T, Bota V, Deutsch I, Filimon I.: Consideraţii privind determinarea stării de eforturi unitare în secţiunile normale nefisurate ale elementelor compuse beton precomprimat - beton armat 45

Clipii T, Bota V , Deutsch I, Filimon I. : Influenţa contracţiei şi curgerii lente asupra eforturilor unitare din elementele compuse beton precomprimat - beton armat 53

Gruia Agneta, Păunescu M. : Unele aspecte privind cercetarea terenului de fundare prin metoda penetrării cu con 59

Păunescu M, Roşa Sidonia , Iorga Elena , Mihăescu Constantina: Cercetări experimentale privind industrializarea fundaţiilor pentru clădiri civile - module spaţiale prefabricate 67

Băncilă R. : Observaţii privind calculul la torsiune al stîlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene 75

Bondariuc V, Băncilă R , Fleşeriu I. : Studiul şi proiectul de recondiţionare al podului metalic din municipiul Lugoj 83

Băncilă R, Fleşeriu I, Bondariuc V, Costin St. : Calculul lonjeronului unui pod metalic de cale ferată în ipoteza conlucrării reţelei de grinzi de la nivelul căii 89

Pătcaş I. Suma C , Filimon I . : Fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare , aplicînd tehnologia revibrării betonului 97

Mîrşu O. : Interacţiunea cadre - diafragme la o structură cu un nivel din beton armat 101

Bulletin Scientifique et Technique
de
L'Institut Politechnique "Traian Vuia" Timişoara
Tome 27(41 CONSTRUCTIONS 1982

SOMMAIRE

MECHANIQUE DE CONSTRUCTIONS

Bânzaru T, Crivăţ N.: A compactness criterion for families of almost periodic multifunctions 1

Friederich R. : Matrizen für p- hierarchische finite elemente 7

Cioclov D. : The unstable plastic deformation in a pressurized thin - walled shell of revolution 15

MATERIAUX DES CONSTRUCTIONS

Velica Paraschiva : La corrosion du béton sous l'action de certaines esters et les moyens de protection 21

Velica Paraschiva , Ilca Anita : Le comportement des bétons sous l'action des céréales traités avec acid propionique 29

CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Bota V, Clipii T. : About the real prestressing force determination 37

Clipii T, Bota V, Deutsch I, Filimon I.: About stresses in prestressed concrete- reinforced concrete composite beams in uncraked stage 45

Clipii T, Bota V, Deutsch I, Filimon I.: Creep and shrinkage influence over stresses in presstressed concrete-reinforced concrete composite elements 53

Gruia Agneta , Păunescu M.: Some aspects concerning the study of fundation soils using cone penetration tests 59

Păunescu M, Roşa Sidonia , Ierga Elena, Mihăescu Constantina : Experimental research concerning the industrialization of building fundations - prefabricated space modules 67

Băncilă R.: Bemerkung zur Berechung der Gittermaste auf Verdrehen 75

Bondariuc V.,Băncilă R.,Fleşeriu I.: Studien und Entwurf zur Festigung einer stählernen Strassenbrücke 83

Băncilă R., Fleşeriu I., Bondariuc V., Cestin St.: Die Berechung der Längsträger einer Eisenbahnbrücke als Elemente des Trägerrostes 89

Pătcaş I.,Suma C., Filimon I. : Herstellung von Betonrohren für Kanalisierungsarbeit mittels der Technologie des wiederholten Rütteln 97

Mîrşu O. : Wechselwirkung Rahmen - Scheibe bei einem eingeschossigen Fragwerk aus Stahlbeton 101

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

A COMPACTNESS CRITERION FOR FAMILIES OF ALMOST-PERIODIC MULTIFUNCTIONS

Bânzaru T. , Crivăţ N.

1. Introduction.

Let (X,d) be a metric space. We shall denote by 2^X the family of closed and nonvoid subsets of X, by $\mathcal{B}(X)$ the subset of 2^X which consists of sets bounded in X and by $\mathcal{K}(X)$ the subset of $\mathcal{B}(X)$ which consists of compact subsets of X.

We shall consider the map $d_H: 2^X \times 2^X \to [0,\infty]$ defined by $d_H(A,B) = \max\{\rho(A,B), \rho(B,A)\}$ where $\rho(A,B) = \sup_{x\in A} d(x,B)$, $\rho(B,A) = \sup_{y\in B} d(y,A)$, $d(x,B) = \inf_{y\in B} d(x,y)$. We shall name this map the Hausdorff-Pompeiu metric. It is known that d_H satisfies the axioms:

1. $d_H(A,B) = 0$ if and only if $A = B$
2. $d_H(A,B) = d_H(B,A)$
3. $d_H(A,C) \leq d_H(A,B) + d_H(B,C)$

The restriction of d_H to $\mathcal{B}(X)\times\mathcal{B}(X)$ is a metric on $\mathcal{B}(X)$. The space $(\mathcal{B}(X), d_H)$ is complete if and only if (X,d) is complete ([7]).

If $(X,\mathcal{U})$ is a uniform space, then a base for a uniformity $2^{\mathcal{U}}$ on 2^X is given by sets of the form $\{(A,B): A\subset H(B), B\subset H(A)\}$, where $H\in\mathcal{U}$ ([8],[2]). If (X,d) is a metric space and $\mathcal{U}$ is induced by the metric d, then d_H induces on $\mathcal{B}(X)$ the uniformity $2^{\mathcal{U}}\big|_{\mathcal{B}(X)}$.

Let $\mathcal{F}$ be the family of multifunctions on a topological space $(X,\mathcal{T})$ into a uniform space $(Y,\mathcal{U})$. In [10] R.E.Smithson defines the uniformity of uniform convergence for which the family $\{(F,G)\in\mathcal{F}\times\mathcal{F}: F(x)\subset H(G(x)), G(x)\subset H(F(x)), \text{ for all } x\in X\}$, $H\in\mathcal{U}$ is a base ([4]).

In this paper we shall consider the multifunctions $F: R \to (X,d)$, where R is the set of real numbers with the usual metric and (X,d) is a complete metric space. We shall denote by $\mathcal{M}(R,X)$ the family of multifunctions F which are bounded and point closed, and by $\mathcal{A}(R,X)$ the family of multifunctions F which are almost-periodic. In Section 2 we shall topologize the spaces $\mathcal{M}(R,X)$ and $\mathcal{A}(R,X)$ and we shall investigate some of their properties, and in Section 3 we shall prove a compactness criterion of the Arzela type for families of almost-periodic multifunctions.

2. Let $F: R \to (X,d)$ be a multifunction, that is a map which assigns to every $x \in R$ a nonvoid subset $F(x) \subset X$.

DEFINITION 2.1. F is called bounded if the set $F(R) = \bigcup_{x \in R} F(x)$ is bounded in X.

DEFINITION 2.2. The multifunction F is called point closed (point bounded, point compact, etc.) if $F(x)$ is a closed (bounded, compact, etc.) subset of X every $x \in R$.

LEMMA 2.1. The point closed multifunction F is bounded if and only if there exists $x_0 \in R$ such that $F(x_0)$ is bounded and F is bounded as a function on R in $(2^X, d_H)$.

Proof. Necessity. If F is bounded, there is $M > 0$ such that the diameter of $F(R)$ is inferior to M. Then for every $x_1, x_2 \in R$ We have $d_H(F(x_1), F(x_2)) < M$, hence the set $\{F(x): x \in R\}$ is bounded in 2^X.

Sufficiency. Assume that $\{F(x): x \in R\}$ is bounded in 2^X and there is $x_0 \in R$ such that $F(x_0)$ is bounded in X. Then there is $M > 0$ such that $d_H(F(x), F(x_0)) < M$ for every $x \in R$. Hence $F(x) \subset S_M(F(x_0))$, where $S_M(F(x_0)) = \bigcup_{y \in F(x_0)} S_M(y)$ and $S_M(y) = \{z \in X: d(y,z) < M\}$. $F(x_0)$ is bounded in X, so there are $y_0 \in F(x_0)$ and $M_1 > 0$ such that $F(x_0) \subset S_{M_1}(y_0)$. Then $F(R) \subset S_{M+M_1}(y_0)$. Indeed, if $y \in F(R)$ it follows that there is $x \in R$ such that $y \in F(x)$. Hence $y \in S_M(F(x_0))$ and thus there is $u_0 \in F(x_0)$ such that $d(y,u_0) < M$. It follows that $d(y_0,y) \leq d(y_0,u_0) + d(u_0,y) < M_1 + M$.

REMARK 2.1. The definition and the previous lemma remains true if R is replaced by an arbitrary set.

REMARK 2.2. The condition that $F(x_0)$ be bounded in X at least for an x_0 is essential for the boundness of F, as can be

seen from the next example.

Let $F: [0,1] \to R$ be, $F(x) = [x,\infty)$, $x \in [0,1]$. We have $d_H(F(x_1),F(x_2)) \leq 1$ for every $x_1,x_2 \in [0,1]$, but $F([0,1]) = [0,\infty)$ is not bounded.

We shall consider now the space $\mathcal{M}(R,X)$ on which we shall define a metric as follows: for $F,G \in \mathcal{M}(R,X)$ let

$$\delta(F,G) = \sup_{x \in R} d_H(F(x),G(x))$$

That δ is a metric on $\mathcal{M}(R,X)$ follows from the fact that the elements of $\mathcal{M}(R,X)$ are bounded and point closed multifunctions and d_H is a metric on $\mathcal{B}(X)$. The topology which δ induces on $\mathcal{M}(R,X)$ is the same as Smithson's topology of uniform convergence induced by the uniformity generated by d on X.

THEOREM 2.2. If (X,d) is complete then $(\mathcal{M}(R,X),\delta)$ is complete.

Proof. Let $(F_n)_{n \in N}$ be a Cauchy sequence of $\mathcal{M}(R,X)$. Thus for every $\varepsilon > 0$ there is $m(\varepsilon)$ such that $p,q \geq m(\varepsilon)$ implies $\delta(F_p,F_q) < \varepsilon$. Hence $d_H(F_p(x),F_q(x)) < \varepsilon$ for every $x \in R$. Then the sequence $(F_n(x))_{n \in N}$ is Cauchy in $\mathcal{B}(X)$ for every $x \in R$. X being complete it follows that $\mathcal{B}(X)$ is complete, hence for every x there is $F(x) \in \mathcal{B}(X)$ such that $F(x) = \lim_{n \to \infty} F_n(x)$.

Then $F \in \mathcal{M}(R,X)$. Hence the sequence $(F_n)_{n \in N}$ is uniformly Cauchy and pointwise convergent to F. It follows that $(F_n)_{n \in N}$ converges uniformly to F, and hence $\mathcal{M}(R,X)$ is complete.

LEMMA 2.3. If (X,d) is complete then $(\mathcal{K}(X),d_H)$ is complete.

Proof. Let $(A_n)_{n \in N}$ be a Cauchy sequence in $\mathcal{K}(X)$. Then $(A_n)_{n \in N}$ is a Cauchy sequence in $\mathcal{B}(X)$ which is complete, hence there is $A \in \mathcal{B}(X)$ such that $A = \lim_{n \to \infty} A_n$. Thus for every $\varepsilon > 0$ there is $m(\varepsilon)$ such that $n > m(\varepsilon)$ implies $d_H(A_n,A) < \frac{\varepsilon}{2}$. Let $n_0 > m(\varepsilon)$ be fixed. Then $A \subset S_{\varepsilon/2}(A_{n_0})$. But A_{n_0} being compact in X complete, it is totally bounded, hence there is x_i^ε, $i = \overline{1,m}$ such that $A_{n_0} \subset \bigcup_{i=1}^{m} S_{\varepsilon/2}(x_i^\varepsilon)$. Then $A \subset \bigcup_{i=1}^{m} S_\varepsilon(x_i^\varepsilon)$, hence $A \in \mathcal{K}(X)$.

COROLLARY 2.4. If (X,d) is a complet metric space and $(F_n)_{n \in N}$ is a sequence of X valued point compact multifunctions, which converges pointwise to multifunction F in the topology of d_H, then F is point compact.

DEFINITION 2.3. The continuous multifunction ([6]) $F: R \to (X,d)$ is called almost-periodic if it is almost-periodic function on R in $(\mathcal{K}(X),d_H)$.

This means that for every $\varepsilon > 0$ there is a positive number $l = l(\varepsilon)$ such that in every interval of length l from R there is at least one number t with the property $d_H(F(x+t),F(x)) < \varepsilon$ for every $x \in R$.

LEMMA 2.5. $\mathcal{A}(R,X) \subset \mathcal{M}(R,X)$.

Proof. The elements of $\mathcal{A}(R,X)$ are almost-periodic functions on R into $\mathcal{K}(X)$. But every almost-periodic function is bounded. The assertion of this lemma follows from Lemma 2.1.

THEOREM 2.6. The space $(\mathcal{A}(R,X),\delta)$ is complete if (X,d) is complete.

Proof. The multifunctions of $\mathcal{A}(R,X)$ are in fact functions on R into $\mathcal{K}(X)$. But the limit of every uniform convergent sequence of almost-periodic functions is an almost-periodic function. By applying Lemma 2.5., Corollary 2.4. and Theorem 2.2, follows the assertion of theorem.

DEFINITION 2.4. A family $\mathcal{F}_1 \subset \mathcal{A}(R,X)$ is called equally almost-periodic if for every $\varepsilon > 0$ there is $l = l(\varepsilon) > 0$ such that in every interval of length l from R there is t with the property $d_H(F(x),F(x+t)) < \varepsilon$ for every $F \in \mathcal{F}_1$, and for every $x \in R$.

The next lemma is immediate by definitions 2.3. and 2.4. and by the corresponding theorem from almost-periodic functions.

LEMMA 2.7. A finite family of almost-periodic multifunctions is equally almost-periodic.

3. THEOREM 3.1. A subset $\mathcal{E} \subset \mathcal{A}(R,X)$ which is relatively compact is equicontinuous and equally almost-periodic.

Proof. Every $F \in \mathcal{E}$ can be considered as a function $F: R \to \mathcal{K}(X)$. From Lemma 2.3, (X,d) being complete, it follows that $(\mathcal{K}(X),d_H)$ is complete. Hence $\mathcal{E}$ is a relatively compact family made of functions with values in the complete metric space $(\mathcal{K}(X),d_H)$. Applying the known theorem of the almost-periodic functions it follows that $\mathcal{E}$ is a equicontinuous and equally almost-periodic family of functions. The assertion of the theorem follows from Theorem 1 from [6] page 133 and Definition 2.4.

THEOREM 3.2. If (X,d) has the Montel property then every subset $\mathcal{E} \subset \mathcal{A}(R,X)$ which is bounded, equicontinuous and equally almost-periodic is relatively compact.

Proof. $\mathcal{E}$ being bounded, equicontinuous and equally almost-periodic it follows that $\overline{\mathcal{E}}$ has the same properties. But

every subset of $\mathcal{M}(R,X)$ which contains almost-periodic multifunctions and is compact in $\mathcal{M}(R,X)$ is compact in $\mathcal{A}(R,X)$ too (Theorem 2.6). Hence it will be sufficient to prove that $\overline{\mathcal{E}}$ is compact in $\mathcal{M}(R,X)$. Let $\varepsilon > 0$ be given. There is $l=l(\varepsilon)>0$ such that every compact interval of length l from R contains an ε-almost-periodic which is common to all multifunctions $F\in\overline{\mathcal{E}}$. Let t_k be the ε-almost-period which belongs to $[kl,(k+1)l]$, $k \in \mathbb{Z} - \{-1,0\}$. For every $F\in\overline{\mathcal{E}}$ we define the multifunction

$$F^*(x) = \begin{cases} F(x) & x\in[-1,\ 1] \\ F(x-t_k) & x\in[kl,(k+1)l]\ ,\ k\in \mathbb{Z} - \{-1,\ 0\} \end{cases}$$

Let $\overline{\mathcal{E}^*}$ be the family of all multifunctions F^* and $\overline{\mathcal{E}_l^*}$ be the family which contains the restrictions of F^* to $[-1,\ 1]$. X being a Montel space, it follows that $\overline{\mathcal{E}_l^*}$ satisfies the conditions of Theorem 9 from [10], hence $\overline{\mathcal{E}_l^*}$ is compact in the topology of uniform convergence on $[-1,\ 1]$. But $|x-t_k|<1$ if $x\in[kl,(k+1)l]$, hence every sequence of multifunctions $(F_n^*)_{n\in N}$ which converge uniformly on $[-1,\ 1]$ will be uniformly convergent on R, that is it will be convergent in the metric of $\mathcal{M}(R,X)$. Then $\overline{\mathcal{E}^*}$ is compact in $\mathcal{M}(R,X)$. But, by the definition of F^* and by the almost-periodicity of F it follows that $d_H(F(x),F^*(x))<\varepsilon$ for every $x\in R$. Hence for every $\varepsilon > 0$ there is the compact set $\overline{\mathcal{E}^*}$ such that $d_H(F,\overline{\mathcal{E}^*})<\varepsilon$ for all $F\in\overline{\mathcal{E}}$. Then $\overline{\mathcal{E}}$ is totally bounded in $\mathcal{M}(R,X)$, which is complete, hence $\overline{\mathcal{E}}$ is compact in $\mathcal{M}(R,X)$.

THEOREM 3.3. The multifunction $F:R\longrightarrow(X,d)$ is almost-periodic if and only if the family $(F_t)_{t\in R}$, $F_t(x)=F(x+t)$ is compact in $\mathcal{M}(R,X)$.

The proof is immediate by the corresponding theorem of almost-periodic functions ([9]), Lemma 2.3 and Definition 2.3.

REFERENCES

1. Bânzaru T., Aplicaţii multivoce aproape-periodice, Buletinul ştiinţific şi tehnic al I.P.T. Seria Matematică-Fizică-Mecanică teoretică şi aplicată, Tom 19(33), fasc.1/1974.

2. Bânzaru T., Crivăţ N., Structures uniformes sur l'espace des parties d'un espace uniforme et quasicontinuité des applications multivoques, Buletinul ştiinţific şi tehnic al I.P.T. Seria Matematică-Fizică-Mecanică teoretică şi aplicată, Tom 20(34), fasc.2/1975.

3. Bânzaru T., Crivăţ N., Asupra aplicaţiilor multivoce

aproape-periodice cu valori în spaţii uniforme, Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara, MATEMATICA-FIZICA, Tom 26(40), fasc.2/1981.

4. Bânzaru T., Crivăţ N., Asupra uniformităţii convergenţei uniforme pentru multifuncţii, Seminarul itinerant de ecuaţii funcţionale, aproximare şi convexitate, Cluj-Napoca, 1981.

5. Bânzaru T., Crivăţ N., Caracterizarea aproape-periodicităţii unei aplicaţii multivoce cu ajutorul şirurilor generalizate, Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara, MATEMATICA-FIZICA, Tom 27(41), fasc.1/1982.

6. Berge C., Espaces topologiques. Fonctions multivoques, Dunod, Paris, 1959.

7. Kuratowski K., Topologie I, Warszawa, 1958.

8. Michael E., Topologies on spaces of subsets, Trans. Amer. Math. Soc., 71, 1951.

9. Nicolescu M., Analiză matematică, vol. II, Editura tehnică Bucureşti, 1958.

10. Smithson R.E., Uniform convergence for multifunctions, Pacific Journal of Mathematics, vol.39, No.1, 1971.

Primită la redacţie la 20 septembrie 1982

UN CRITERIU DE COMPACITATE PENTRU FAMILII DE MULTIFUNCTII APROAPE-PERIODICE

Rezumat

In lucrare se consideră multifuncţii $F:R \to (X,d)$, unde R,este mulţimea numerelor reale cu metrica uzuală, iar (X,d) un spaţiu metric complet. Se notează cu $\mathcal{M}(R,X)$ familia multifuncţiilor F mărginite şi punctual închise şi cu $\mathcal{A}(R,X)$ familia multifuncţiilor F aproape-periodice.

In capitolul 2 se topologizează spaţiile $\mathcal{M}(R,X)$ şi $\mathcal{A}(R,X)$ şi se studiază unele proprietăţi ale acestora.

In capitolul 3 se demonstrează următorul criteriu de compacitate de tip Arzela pentru familii de multifuncţii aproape-periodice:

TEOREMA 3.2. Dacă (X,d) are proprietatea lui Montel, atunci orice submulţime $\xi \subset \mathcal{A}(R,X)$ mărginită, echicontinuă şi egal aproape-periodică este relativ compactă.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

MATRICE PENTRU ELEMENTE FINITE p-IERARHICE

Friedrich R.

Elementele finite cu funcţii de formă ce satisfac condiţiile de continuitate sînt conforme şi asigură convergenţa către soluţia exactă cînd "diametrul" lor h descreşte prin mărirea fineţei de discretizare.

In locul convergenţei h se poate asigura o convergenţă p, bazată pe creşterea gradului p al polinoamelor de aproximare, dimensiunile elementelor finite rămînînd neschimbate. Aşa cum în primul caz apropierea de distribuţia reală a tensiunilor în zonele cu concentrări de tensiuni se realizează prin îndesirea reţelei de elemente, în cel de al doilea - în aceste zone se utilizează elemente de grad p superior. Matricea rigidităţilor elementului finit de o anumită treaptă ierarhică conţine ca submatrice matricea rigidităţilor treptei inferioare.

Pentru elemente finite de bară şi de şaibă, în figura 1 s-au prezentat unele funcţii de formă p-ierarhice comparativ cu cele ne-ierarhice, obişnuite. Se pot construi şi elemente finite h-ierarhice [1] , convergenţa elementelor p-ierarhice este însă mai bună.

Elementul finit dreptunghiular în starea de tensiune plană, cu 8 grade de libertate nodale - corespunzător treptei ierarhice 1 - se bazează pe cîmpul de deplasări :

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy,$$
$$v = \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 xy. \qquad (1)$$

Pentru treapta a doua, la mijlocul fiecărei laturi se introduc derivatele secunde ale lui u şi v în lungul acestor laturi, astfel încît numărul gradelor de libertate creşte cu 8 (figura 2). In consecinţă cîmpul de deplasări derivă din (1) adăugînd 8 parametri:

$$u = u_{(1)} + \alpha_9 x^2 + \alpha_{10} y^2 + \alpha_{11} x^2 y + \alpha_{12} x y^2$$
$$v = v_{(1)} + \alpha_{13} x^2 + \alpha_{14} y^2 + \alpha_{15} x^2 y + \alpha_{16} x y^2. \qquad (2)$$

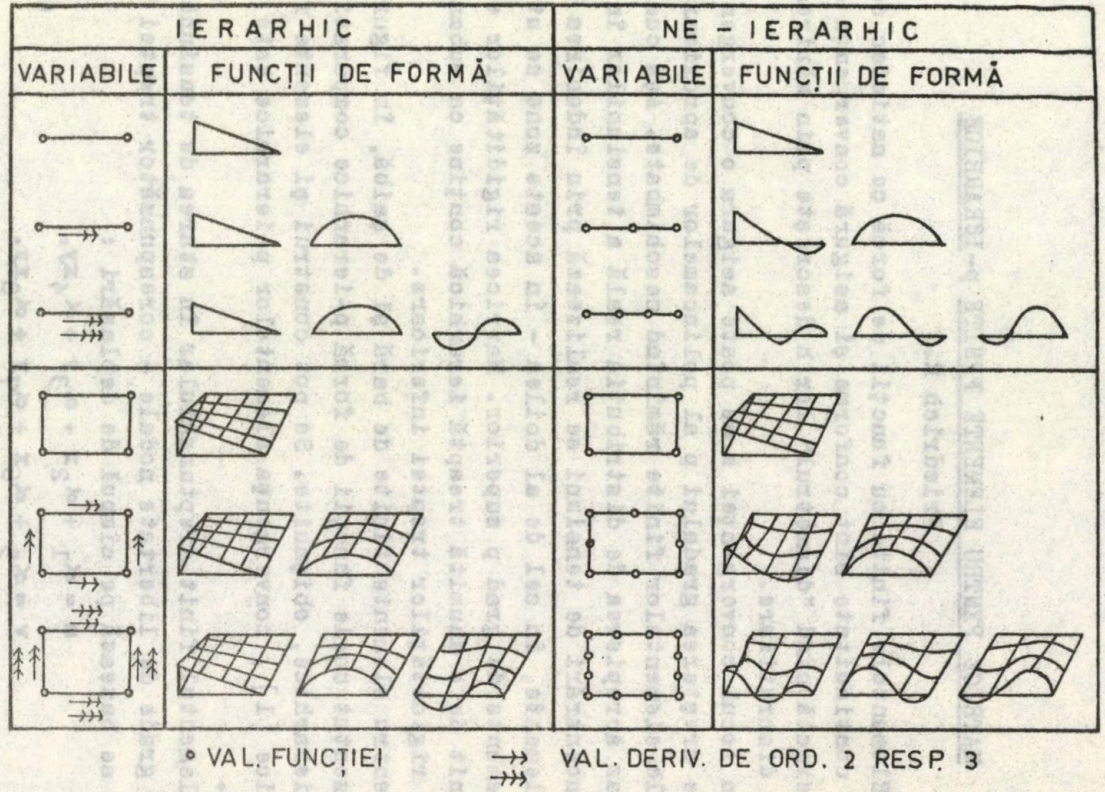
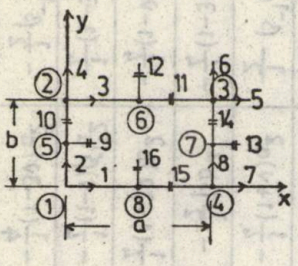


Fig. 1. Elemente finite ierarhice și ne-ierarhice



t — grosimea elementului

$\xi = x/a$; $\eta = y/b$; $\beta = b/a$

E - modulul de elasticitate

ν - coeficientul lui Poisson

$\mu = 0,5(1-\nu)$

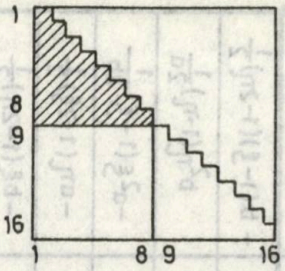
Material izotrop

$$D = \frac{E}{1-\nu^2}\begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0,5(1-\nu) \end{bmatrix}$$

$B^T =$

$(\eta-1)\frac{1}{a}$	0	$(\xi-1)\frac{1}{b}$
0	$(\xi-1)\frac{1}{b}$	$(\eta-1)\frac{1}{a}$
$-\eta\frac{1}{a}$	0	$(1-\xi)\frac{1}{b}$
0	$(1-\xi)\frac{1}{b}$	$-\eta\frac{1}{a}$
$\eta\frac{1}{a}$	0	$\xi\frac{1}{b}$
0	$\xi\frac{1}{b}$	$\eta\frac{1}{a}$
$(1-\eta)\frac{1}{a}$	0	$-\xi\frac{1}{b}$
0	$-\xi\frac{1}{b}$	$(1-\eta)\frac{1}{a}$
$b^2\eta(1-\eta)\frac{1}{2a}$	0	$-b(1-\xi)(1-2\eta)\frac{1}{2}$
0	$-b(1-\xi)(1-2\eta)\frac{1}{2}$	$b^2\eta(1-\eta)\frac{1}{2a}$
$-a\eta(1-2\xi)\frac{1}{2}$	0	$-a^2\xi(1-\xi)\frac{1}{2b}$
0	$-a^2\xi(1-\xi)\frac{1}{2b}$	$-a\eta(1-2\xi)\frac{1}{2}$
$-b^2\eta(1-\eta)\frac{1}{2a}$	0	$-b\xi(1-2\eta)\frac{1}{2}$
0	$-b\xi(1-2\eta)\frac{1}{2}$	$-b^2\eta(1-\eta)\frac{1}{2a}$
$-a(1-2\xi)(1-\eta)\frac{1}{2}$	0	$a^2\xi(1-\xi)\frac{1}{2b}$
0	$a^2\xi(1-\xi)\frac{1}{2b}$	$-a(1-2\xi)(1-\eta)\frac{1}{2}$

Fig. 2a. Matricea B, treapta 2



multiplicator $\frac{Et}{12(1-\nu^2)}$

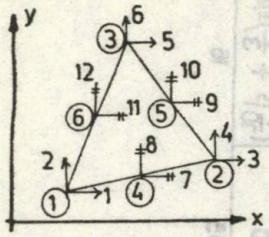
	1	2	3	4	5	6	7	8
9	$-\frac{1}{2}\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{2}\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$\frac{1}{2}\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{2}\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$
10	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)b^2$
11	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$
12	$\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$-\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$-\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$
13	$\frac{1}{2}\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{2}\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$-\frac{1}{2}\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{2}\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$
14	$\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)b^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)b^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta b^2$
15	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$-\frac{1}{4}(1-\nu)\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$
16	$\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$-\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$\frac{1}{4}(1+\nu)a^2$	$\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$	$-\frac{1}{4}(1-3\nu)a^2$	$-\frac{1}{2}\beta^{-1}a^2$

Fig. 2b. Matricea k, treapta 2

multiplicator $\frac{Et}{12(1-\nu^2)}$

9	$(\frac{1}{10}\beta^2+\frac{1}{3}\mu)ab^3$							
10	0	$(\frac{1}{10}\beta^2\mu+\frac{1}{3})ab^3$						
11	0	$-\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	$(\frac{1}{10}\beta^{-2}\mu+\frac{1}{3})a^3b$					
12	$-\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	0	0	$(\frac{1}{10}\beta^{-2}+\frac{1}{3}\mu)a^3b$				
13	$(-\frac{1}{10}\beta^2+\frac{1}{6}\mu)ab^3$	0	0	$\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	$(\frac{1}{10}\beta^2+\frac{1}{3}\mu)ab^3$			
14	0	$(-\frac{1}{10}\beta^2\mu+\frac{1}{6})ab^3$	$\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	0	0	$(\frac{1}{10}\beta^2\mu+\frac{1}{3})ab^3$		
15	0	$\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	$(-\frac{1}{10}\beta^{-2}\mu+\frac{1}{6})a^3b$	0	0	$-\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	$(\frac{1}{10}\beta^{-2}\mu+\frac{1}{3})a^3b$	
16	$\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	0	0	$(-\frac{1}{10}\beta^{-2}+\frac{1}{6}\mu)a^3b$	$-\frac{1}{24}(1+\nu)a^2b^2$	0	0	$(\frac{1}{10}\beta^{-2}+\frac{1}{3}\mu)a^3b$
	9	10	11	12	13	14	15	16

Fig. 2b. (continuare)



$x_{ij} = x_i - x_j \qquad y_{ij} = y_i - y_j$

$l_1 = \overline{23} \qquad l_2 = \overline{31} \qquad l_3 = \overline{12}$

$\lambda_i = -0{,}5\, l_i^2$

$l_i = \frac{1}{2A}(a_i + b_i x + c_i y)$

$a_1 = x_2 y_3 - x_3 y_2 \qquad b_1 = y_{23} \qquad c_1 = x_{32}$

Ceilalţi coeficienţi rezultă prin permutări circulare

t – grosimea elementului

A – aria elementului

E – modulul de elasticitate

ν – coeficientul lui Poisson

$\mu = \frac{1-\nu}{2} \qquad \eta = \frac{1+\nu}{2}$

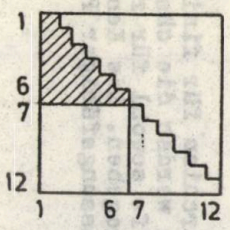
Material izotrop

$$D = \frac{E}{1-\nu^2}\begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0{,}5(1-\nu) \end{bmatrix}$$

$$B^T = \frac{1}{2A}$$

y_{23}	0	x_{32}
0	x_{32}	y_{23}
y_{31}	0	x_{13}
0	x_{13}	y_{31}
y_{12}	0	x_{21}
0	x_{21}	y_{12}
$\lambda_3(y_{23}L_2+y_{31}L_1)$	0	$\lambda_3(x_{32}L_2+x_{13}L_1)$
0	$\lambda_3(x_{32}L_2+x_{13}L_1)$	$\lambda_3(y_{23}L_2+y_{31}L_1)$
$\lambda_1(y_{31}L_3+y_{12}L_2)$	0	$\lambda_1(x_{13}L_3+x_{21}L_2)$
0	$\lambda_1(x_{13}L_3+x_{21}L_2)$	$\lambda_1(y_{31}L_3+y_{12}L_2)$
$\lambda_2(y_{12}L_1+y_{23}L_3)$	0	$\lambda_2(x_{21}L_1+x_{32}L_3)$
0	$\lambda_2(x_{21}L_1+x_{32}L_3)$	$\lambda_2(y_{12}L_1+y_{23}L_3)$

Fig. 3a. Matricea B, treapta 2



7	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{51}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{52}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{53}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{54}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{55}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{56}$
8	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{61}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{62}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{63}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{64}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{65}$	$-\frac{\lambda_3}{3}k_{66}$
9	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{11}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{12}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{13}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{14}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{15}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{16}$
10	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{21}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{22}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{23}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{24}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{25}$	$-\frac{\lambda_1}{3}k_{26}$
11	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{31}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{32}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{33}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{34}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{35}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{36}$
12	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{41}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{42}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{43}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{44}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{45}$	$-\frac{\lambda_2}{3}k_{46}$
	1	2	3	4	5	6

multiplicator $\frac{Et}{4A(1-\nu^2)}$

7	$\frac{1}{6}\lambda_3^2[(y_{12}^2-y_{23}y_{31})+\mu(x_{12}^2-x_{23}y_{31})]$					
8	$\frac{1}{12}\lambda_3^2\eta(x_{21}y_{12}+x_{32}y_{23}+x_{13}y_{31})$	$\frac{1}{6}\lambda_3^2[(x_{12}^2-x_{23}x_{31})+\mu(y_{12}^2-y_{23}y_{31})]$				
9	$\frac{\lambda_1\lambda_3}{6}k_{15}$	$k_{7,10}$	$\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_3}\right)^2k_{77}$			
10	$\frac{\lambda_1\lambda_3}{12}\eta(x_{23}y_{21}+x_{21}y_{23})$	$\frac{\lambda_1\lambda_3}{6}k_{26}$	$\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_3}\right)^2k_{78}$	$\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_3}\right)^2k_{88}$		
11	$\frac{\lambda_2\lambda_3}{6}k_{35}$	$k_{7,12}$	$\frac{\lambda_1\lambda_2}{6}k_{31}$	$k_{9,12}$	$\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_3}\right)^2k_{77}$	
12	$\frac{\lambda_2\lambda_3}{12}\eta(x_{12}y_{13}+x_{13}y_{12})$	$\frac{\lambda_2\lambda_3}{6}k_{46}$	$\frac{\lambda_1\lambda_2}{12}\eta(x_{13}y_{23}+x_{23}y_{13})$	$\frac{\lambda_1\lambda_2}{6}k_{24}$	$\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_3}\right)^2k_{78}$	$\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_3}\right)^2k_{88}$
	7	8	9	10	11	12

Fig. 3b.
Matricea k,
treapta 2

Procedînd în sensul metodei elementelor finite, se obţin funcţiile de formă schiţate în figura 1 şi matricele B şi k din figura 2. Zona pusă în evidenţă prin haşuri corespunde treptei ierarhice 1 şi nu s-a mai reprodus; expresiile corespunzătoare pot fi găsite în lucrarea [2].

Pentru elementul finit triunghiular în starea de tensiune plană se scrie :

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y,$$
$$v = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y, \qquad (3)$$

pentru treapta ierarhică 1 şi :

$$u = u_{(3)} + \alpha_7 x^2 + \alpha_8 xy + \alpha_9 y^2,$$
$$v = v_{(3)} + \alpha_{10} x^2 + \alpha_{11} xy + \alpha_{12} y^2, \qquad (4)$$

pentru treapta ierarhică 2. Matricele B şi k se deduc mai uşor în coordonate naturale [3], fiind reproduse în figura 3.

Cunoaşterea expresiilor analitice ale elementelor matricelor reduce timpul necesar de calcul. De multe ori simpla trecere la elementele treptei ierarhice 2 în zonele cu concentrări de tensiuni poate îmbunătăţi mult precizia rezultatelor. Matricele corespunzătoare treptelor ierarhice superioare pot fi obţinute în mod analog. Continuitatea între elementele finite de ierarhii diferite se realizează anulînd derivatele de ordin superior în dreptul marginilor comune.

BIBLIOGRAFIE

1. Zienkiewicz O.C. et al, Hierarchical finite element approaches, error estimates and adaptive refinement, The Mathematics of Finite Elements and Applications, MAFELAP, 1981.
2. Mîrşu O., Friedrich R., Construcţii din beton armat, Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1980.
3. Peano A., Hierarchies of conforming finite elements for plane elasticity and plate bending, Comp.& Maths. with Appl., 1976.

Primită la redacţie la 20 iulie 1982.

MATRIZEN FÜR p-HIERARCHISCHE FINITE ELEMENTE

Zusammenfassung

Einleitend wird kurz auf p-Hierarchien für finite Stab- und Scheibenelemente eingegangen. Sodann werden die charakteristischen Matrizen B und k der zweiten Stufe sowohl für rechteck - als auch für dreieckförmige Elemente angegeben. Die Kenntnis dieser Matrizen kann die Rechenzeit anpassungsfähiger Programme verkürzen.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27 (41) CONSTRUCTII 1982

THE UNSTABLE PLASTIC DEFORMATION IN A PRESSURIZED THIN-WALLED SHELL OF REVOLUTION

Cioclov, D.[x]

The shell of a thin-walled pressure vessel may fail under increasing pressure in either of the following two modes. In one mode of failure the deformation preceeding the fracture is mainly elastic, the plastic deformation, if it appears, being limited only on areas adjacent to the fractured surface. In this mode of failure defects such as cracks, stress concentrations, metallurgical or environmental embrittlement, play a dominant role. The alternative mode of failure is characterized by a significant plastic deformation of the pressure vessel prior to failure. As the pressure increases the plastic deformation develops up to a stage where the pressure attains a maximu, further on, the plastic deformation concentrates in a restricted weak area, where the material flows excessively in an unstable manner under decreasing pressure. In the present paper an analysis of the plastic tensile instability of a thin-walled pressurized shell of revolution with an arbitrary smooth meridian is presented. The analysis will be carried in the framework of the deformational theory of plasticity expressed in total true strains and stresses. A similar analysis based on incremental or flow theory of plasticity was developed 1 but the resultated computational procedure is rather tedious for practical engineering purpose.

The present analysis is based on the assumption that the wall thickness of the shell is uniform or smoothly varying, so that the hoop and meridional stresses (σ_θ;σ_φ) do not vary across the wall thickness. It follows that the radial stress (σ_z) can be neglected in comparison with the plastic part, the con-

---

x) Institutul de sudură şi încercări de materiale
B-dul Mihai Viteazul nr.30
1900 Timişoara - România

sidered material of the shell being thus of rigid-plastic type with strain-hardening respons, as the plastic deformation develops. Isotropy, homogenity and incompressibility are added to the properties of the plastic material considered in the analysis. The internal pressure loading is compatible with the membrane state of the shell.

From the static equilibrium, the components of the true stresses are [2].

$$\sigma_\varphi = \frac{pr_2}{2h} \; ; \qquad \sigma = \frac{pr_2}{2hc} \tag{1}$$

where p - is the internal pressure, h and r_2 are the instantaneous values of the wall thickness and the hoop radiuss of curvature. The parameter $c = \sigma_\varphi / \sigma_\theta$ definess the biaxial state of stress in the shell wall, its value being connected with the ratio of the instantaneouss meridian and hoop radius of curvatures (r_1, r_2), by the relationship: $c = 1/[2-(r_2/r_1)]$. During the plastic deformation up to the instability stage, the current values of the geometrical characteristics of the shell, r_1, r_2 and h are connected with the total true strains components ($\varepsilon_\varphi, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z$) by the following relationships

$$r_1 = r_{10} e^{\varepsilon_\varphi} \; ; \quad r_2 = r_{20} e^{\varepsilon_\theta} \; ; \quad h = h_0 e^{\varepsilon_z} \tag{2}$$

where, r_{10}, r_{20}, h_o are the initial values in the undeformed state [2].

In the case when $c \leqslant 1$ the hoop stress σ_θ governes the onset of unstable plastic deformation, so that from the second eq.(1), in conjunction with eqs (2), the pressure p can be expressed as follows :

$$p = \frac{2ch}{r_{20}} \sigma_\theta e^{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta} \tag{3}$$

According to the principles of the deformational theory of plasticity, are related to the components of the stresses by the following relationships :

$$\varepsilon_\theta = \frac{\varepsilon_i}{2\sigma_i} (2\sigma_\theta - \sigma_\varphi - \sigma_z) \tag{4}$$

where the true stress intensity σ_i and the true strain intensity ε_i are expressed by the equations

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_\theta - \sigma_\varphi)^2 + (\sigma_z - \sigma_\varphi)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2} \qquad (5)$$

$$\varepsilon_i = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_\theta - \varepsilon_\varphi)^2 + (\varepsilon_\varphi - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2}$$

Combining eqs.(4) and (5) with eq. (1) and accounting of incompressibility condition ($\sum \varepsilon = 0$) one obtains

$$p = \frac{2 h_o c \sigma_i}{r_{20} \sqrt{1 - c + c^2}} e^{-\frac{3}{2\sqrt{1-c+c^2}}} \qquad (6)$$

At the onset of unstable plastic deformation the pressure attains its maximum value i.e. $dp = 0$, so that, from eq. (6) results

$$\frac{d\sigma_{ii}}{d\varepsilon_{ii}} = \frac{3\sigma_{ii}}{2\sqrt{1-c+c^2}} \qquad (7)$$

with ε_{ii} and σ_{ii} the values at instability. The criterion for the incipience of unstable plastic deformation expressed by eq. (7) is not dependent on the functional form of the stress-strain characteristic of the material. The experimental results obtained in an uniaxial tensile test on a wide range of strain-hardening materials, such as steels, aluminium or nickel alloys, attest that a power function is adequante for describing the stress-strain characteristics in terms of stress and strain intensities:

$$\sigma_i = \sigma_o \varepsilon_i^{\lambda} \qquad (8)$$

with λ the strain-hardening exponent and σ_o a material characteristic. Combining this form of characteristic with eq. (7) one obtains the true strain intensity at instability

$$\varepsilon_{ii} = \frac{2\lambda}{3} \sqrt{1 - c + c^2} \qquad (9)$$

Now, accounting on eqs. (7) and (8) in eq. (6), one results the limiting pressure P_L which intuces the plastic instability in the vessel

$$P_L = \frac{2 h_o c \sigma_o}{r_{20} \sqrt{1 - c + c^2}} \left(\frac{2\lambda}{3c} \sqrt{1 - c + c^2} \right)^{\lambda} \qquad (10)$$

BUDAPESTI MŰSZAKI EGYETEM 1848 KÖZPONTI KÖNYVTÁRA

When this pressure is attained the plastic deformation of the vessel develops further, excessively, in a localized area which bulges. As result of the bulging the pressure decreases due to a significant increase of the vessel volume. In the bulged area the wall of the vessel becomes thiner and thiner up to the stage when the available cross section cannot cary further the stresses induced by the pressure, and the vessel bursts.

The limiting pressure as given by eq. (10) is related to the initial geometric parameters of the shell, h, r_{20}, and r_{10} (through the agency of parameter c) and two material characteristics λ and σ_o . The latter characteristics can be connected with the ultimate tensile strength R which is the maximum conventional stress at the onset of plastic instability, i.e. at necking, in an uniaxial tensile test, [2]

$$\sigma_o = R(e/\lambda)^{\lambda} \tag{11}$$

Combining eq.(10) with eq.(11) and separating the dimensionless quantity $\bar{p} = (r_{2o}p_L)/(h_oR)$ as a characteristic of bursting condition of the vessel, one results:

$$\bar{p} = \frac{2c}{\sqrt{1-c+c^2}}\left(\frac{2}{3}\sqrt{1-c+c^2}\right)^{\lambda} \tag{12}$$

For c=1 and c=½ one finds from eqs.(7), (9), (10) and (12) the well known relationships of the bursting pressure for a spherical and cylindrical pressure vessel.

In the case when $r_2/r_1 > 1$ and $c > 1$ the meridional stress governs the onset of unstable plastic deformation. Based on the first eq.(1) and pursuing the analysis in the same manner as in the case $c \leqslant 1$ one obtains the counterpart of eq. (12)

$$\bar{p} = \frac{2c}{\sqrt{1-c+c^2}}\left(\frac{2}{3c}\sqrt{1-c+c^2}\right)^{\lambda} \tag{13}$$

This relationship has an asymototic behavior for c i.e. the value $(\bar{p})_{c\to\infty} = 2\left(\frac{2}{3}\right)^{\lambda}$ is the same as for the spherical configuration.

In figure 1 there is illustrated for different values of the strain-hardening exponent λ, the variation of the bursting characteristic $\bar{p}$ as against the parameter c.

While the developed analysis is expected to be sufficiently accurate for engineering purposes, it is to be remarked that it was carried in the framework of a deformational theory of plasticity which is pertinent when the principal axes of the stress tensor do not rotate. This is the case when the stress ratio $c = \sigma_\varphi/\sigma_\theta$, cheanges with a negligible amount during deformation. Moreover, the strain hardening of the material must be isotropic with the increasing strain i.e. the Mises ellipse given by eq.(5) grows approximately by uniform expansion. If these conditions are not met then the use of an incremental theory of plasticity with an appropiate flow rule is necessary.

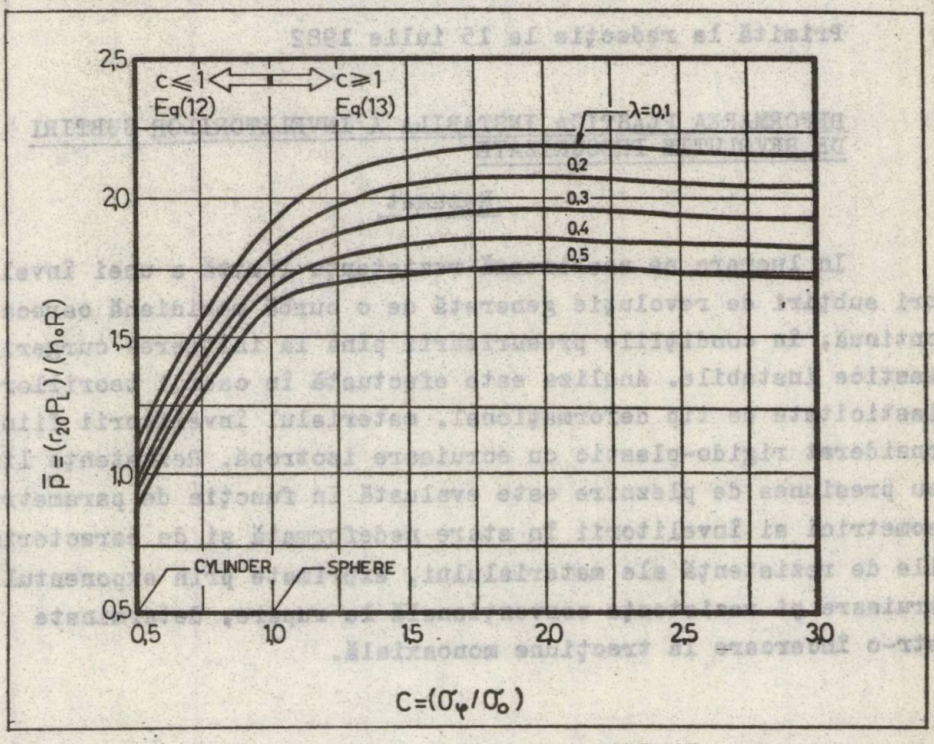


Fig.1. The bursting characteristic of a pressure vessel versus the biaxial loading parameter

Finally, it should be emphasized that if the materiale of the shell do not exhibits a definite plastic deformation prior to fracture, then the failure may occurs at a pressure significantly lower than that predicted by the present analysis. Under such circumstances of brittle-type failure the fracture mechanics methods /3/ are appropiate.

REFERENCES

1. Bert· G.W; JOURN.of.App.Mech.June, 1965, p.451

2. Cioclov; D.D; Recipiente sub presiune. Bazele calculului de rezistenţă, Ed.Academiei R.S.România, 1982.

3. Cioclov; D.D; Mecanica ruperii materialelor. Ed.Academiei R.S.România, 1977.

Primită la redacţie la 15 iulie 1982

DEFORMAREA PLASTICA INSTABILA A INVELITORILOR SUBTIRI DE REVOLUTIE PRESURIZATE

Rezumat

In lucrare se analizează rezistenţa limită a unei învelitori subţiri de revoluţie generată de o curbă meridiană oarecare, continuă, în condiţiile presurizării pînă la iniţierea curgerii plastice instabile. Analiza este efectuată în cadrul teoriilor de plasticitate de tip deformaţional, materialul învelitorii fiind considerat rigido-plastic cu ecruisare izotropă. Rezistenţa limită sau presiunea de pleznire este evaluată în funcţie de parametrii geometrici ai învelitorii în stare nedeformată şi de caracteristicile de rezistenţă ale materialului, exprimate prin exponentul de ecruisare şi rezistenţa convenţională la rupere, determinate într-o încercare la tracţiune monoaxială.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

LA CORROSION DU BÉTON SOUS L'ACTION DE CERTAINS ESTERS ET LES MOYENS DE PROTECTION

Velica Paraschiva

1. Introduction.

A la mesure du développement de la technique des constructions, le béton, sous la forme de béton non-armé, armé ou précomprimé, représente le principal matériel de construction, grâce à ses grandes avantages techniques et économiques. Dans l'étude de prévision /1/ on indique que le béton est devenu un matériel de construction indispensable, qui est utilisé à présent dans un volume plus grand que n'importe quel autre matériel de construction réalisé par la main de l'homme.

A fur et à mesure que le domaine d'activité des bétons s'est élargi, ceux-ci commencent à prendre contact avec des milieux très divers dont quelqu'uns ont une action destructive, corrosive envers ces bétons.

Les milieux agressifs ont souvent provoqué des dégradations importantes des différents éléments de constructions en béton, en produisant des dégâts matériaux considérables. Pour ce motif, la corrosion et la protection des bétons constituent le centre des préoccupations des chercheurs.

2. La corrosion du béton sous l'action agressive des esters plastifiants.

A la mesure du développement de l'industrie des matériaux en polymères on signale beaucoup de situations de dégradation des éléments de construction en béton sous l'action des esters utilisées comme plastifiants dans le procès de la fabrication des polymères. De telles dégradations ont été signalées tant à l'étranger /2/, /3/ que dans notre pays /4/ dans les fabriques qui produisent les este-

rs et dans les entreprises qui les utilisent.

Par les études effectuées à la chaire de Béton armé et Bâtiments de la Faculté de Constructions de Timişoara, on a constaté que, les éprouvettes en béton conservées dans des esters plastifiants sont détruites après environ 5-7 mois par expansion, phénomène caractéristique au IIIème type de corrosion.

En tenant compte de la complexité de la pièrre de ciment, pour élucider le phénomène expansif du béton soumis à l'action des esters-plastifiants, on a fait des recherches aussi sur les minéraux qui composent le ciment portland c'est à dire : silicate tricalcique $3CaO.SiO_2 (C_3S)$, silicate bicalcique - $2CaO.SiO_2 (C_2S)$ aluminate tricalcique - $3CaO.Al_2O_3 (C_3A)$ et aluminate ferrite tetracalcique $4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3 (C_4AF)$.

Les microéprouvettes (cubes à L=3,03 cm. et prismes de 2x2x8 cm) confectionnées en mortier préparé de ces minéraux ont été soumises à l'action des esters diisoctyliques des acides :

- adipique $(CH_2)_4 \equiv\equiv (COOC_8H_{17})_2$
- sébacique $(CH_2)_8 \equiv\equiv (COOC_8H_{17})_2$ et
- phtalique $(C_6H_4) \equiv\equiv (COOC_8H_{17})_2$

Les résultats des recherches ont mis en évidence que les esters pris en considération ont une action agressive seulement envers les mortiers préparés de C_3S /5/. Les fig.1 et 2 présentent les déformations de dilatation des mortier ayant à leur base des composants minéralogiques du ciment conservés pendant 1 an en diisoctyle-adipate et diisoctyle phtalate.

On constate que les éprouves ayant à leur base C_3S présentent les plus grandes déformations de dilatation, qui dépendent de la nature de l'ester. Les déformations de dilatation importantes des épreuves basés sur C_3S conservés en esters, attestent l'apparition de nouveaux composants à un volume plus grand.

L'analyse thèrmo-différencielle et l'étude roentgénographique des épreuves de C_3S soumis à l'action des esters ont mis en évidence la présence dans ces éprouvettes des seles de calcium cristalins des acides obtenus dans le procès de saponification des esters, procès qui a lieu dans la présence de l'hydroxide de calcium libéré à l'hydratation du silicate tricalcique (C_3S) selon la formule :

$$R \equiv\equiv (COOR')_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow R=(COO)_2Ca + 2R'OH$$

Le dépôt de ces sels cristalins dans la masse du béton durci, explique sa dégradation par expansion, lorsqu'il vient en contact avec les esters plastifiants.

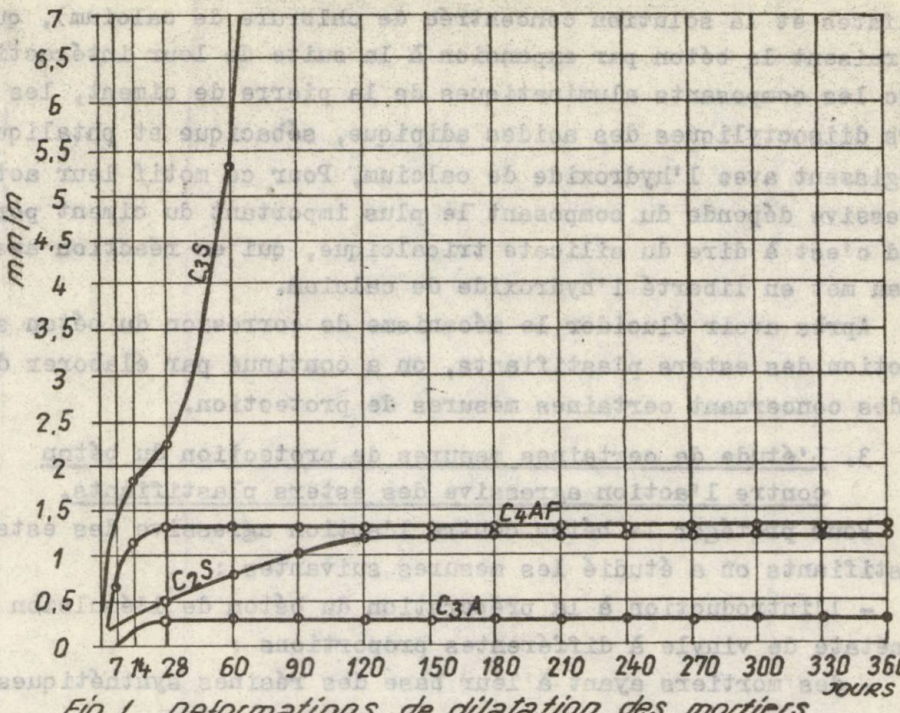


Fig. 1. Deformations de dilatation des mortiers

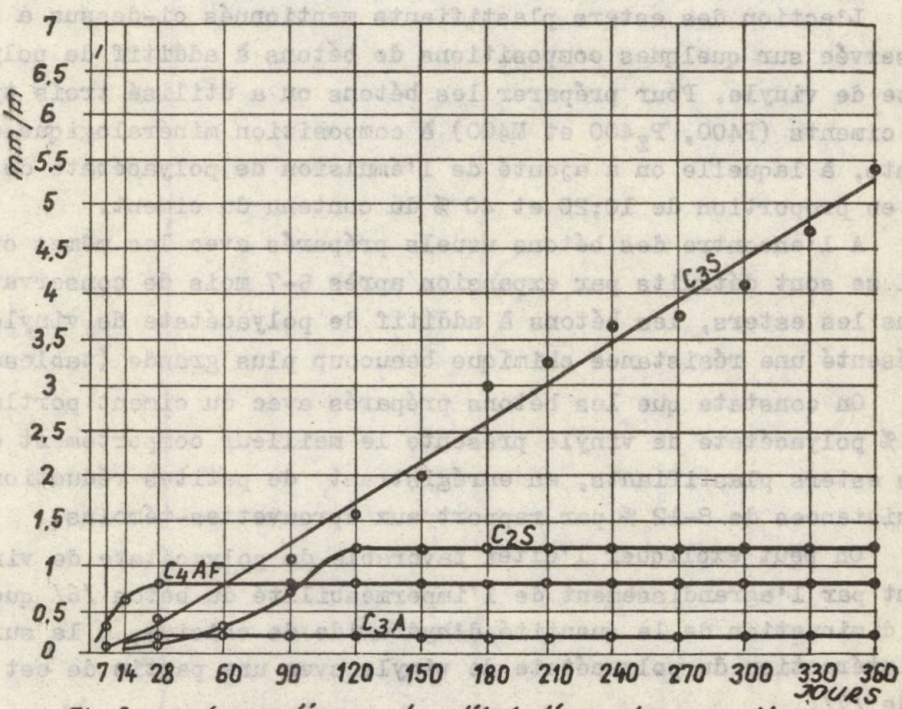


Fig. 2. Deformations de dilatation des mortiers

A la différence des milieux bien connus (les solutions des sulfates et la solution concentrée de chlorure de calcium), qui détruisent le béton par expansion à la suite de leur intéraction avec les composants aluminatiques de la pierre de ciment, les esters diisoctyliques des acides adipique, sébacique et phtalique réagissent avec l'hydroxide de calcium, Pour ce motif leur action agressive dépende du composant le plus important du ciment portland c'est à dire du silicate tricalcique, qui en réaction avec l'eau met en liberté l'hydroxide de calcium.

Après avoir élucider le mécanisme de corrosion du béton sous l'action des esters plastifiants, on a continué par élaborer des études concernant certaines mesures de protection.

3. L'étude de certaines mesures de protection du béton contre l'action agressive des esters plastifiants.

Pour protéger le béton contre l'action agressive des esters plastifiants on a étudié les mesures suivantes :

- l'introduction à la préparation du béton de l'émulsion de polyacétate de vinyle à différentes proportions ;
- des mortiers ayant à leur base des résines synthétiques.

3.1. L'étude des bétons à additif de polyacétate de vinyle.

L'action des esters plastifiants mentionnés ci-dessus a été observée sur quelques compositions de bétons à additif de polyacétate de vinyle. Pour préparer les bétons on a utilisé trois types de ciments (P400, P_Z400 et M400) à composition minéralogique différents, à laquelle on a ajouté de l'émulsion de polyacétate de vinyle en proportion de 10;20 et 40 % du contenu du ciment.

A l'encontre des bétons usuels préparés avec les mêmes ciments, qui se sont détruits par expansion après 5-7 mois de conservation dans les esters, les bétons à additif de polyacétate de vinyle ont présenté une résistance chimique beaucoup plus grande (tableau 1).

On constate que les bétons préparés avec du ciment portland et 20 % polyacétate de vinyle présente le meilleur comportement envers les esters plastifiants, en enrégistrant de petites réductions des résistances de 8-12 % par rapport aux éprouvettes-témoins.

On peut expliquer l'effet favorable du polyacétate de vinyle tant par l'agrandissement de l'imperméabilité du béton /6/ que par la diminuation de la quantité d'hydroxide de calcium, à la suite de l'intéraction du polyacétate de vinyle avec une partie de cet hydroxide /7/.

3.2. Recherches sur des mortiers aux liants organiques.

On a observé l'action des esters plastifiants envers les mortiers préparés ayant comme élément principal la résine époxidique et ceux qui ont comme élément principal le monomère furfurol acétone.

Les épreuves confectionnés en ces mortiers après 10 jours de durcissement ont été immergés dans les esters plastifiants. On a observé l'action des esters envers les épreuves pendant 1 an par la détermination des résistances mécaniques à la compression (R_c) et à la flexion (R_{ti}) en comparaison avec les éprouvettes-témoins. Les résistances mécaniques des épreuves conservés en esters pendant 1 an ont eu des valeurs voisines à celles des éprouvettes témoins, fait qui prouve le bon comportement de ces mortiers envers l'action des esters.

4. La corrosion du béton sous l'action agressive des huiles végétales et certaines mesures de protection.

On a constaté que, les huiles végétales qui sont des esters de la glycérine avec différents acides gras présentent une forte actio agressive anvers le béton /8/, /9/, /10/.

La dégradation du béton sous l'action des huiles végétales est un procès complexe, étant provoqué tant par des réactions chimiques entre les huiles et l'hydroxide de calcium de la pierre de ciment que du phénomène physique c'est à dire la réduction de l'adhérence entre la pierre de ciment et les agrégats de la structure du béton.

Les recherches effectuées à la chaire de Béton armé et Bâtiments de Timişoara, ont prouvé que le béton conservé dans des huile végétales est dégradé par expansion après environ 2-3 mois d'immersion dans ces milieux, function de la nature du ciment et de celle de l'huile /9/.

Pour trouver de nouvelles technologies de protection des bétons envers l'action des huiles végétales, à la chaire de Béton armé et Bâtiments on a étudié le comportament d'un nouveau matériel c'est à dire le béton imprégné et polymérisé (BIP) sous l'action de ces milieux agressifs.

On obtient le béton imprégné et polymérisé d'un béton usuel, durci en conditions normales, imprégné avec un monomère ayant une viscosité réduite et ensuite polymérisé en certaines conditions /11/, /12/.

A la chaire de Béton armé et Bâtiments pour réaliser ce matériel on a utilisé comme monomère - méthacrylate de méthyle à additif de

La résistance à la compression R_c (daN/cm^2) des épreuves du béton avec polyacétate de vinyle (après 2 ans d'immersion en esters)[x]

Tableau 1.

Nature du ciment	Raport p/c	Témoin		Résistance des essais immérgés en esters					
				diisoctyle-adipate		diisoctyle-sébacate		diisoctyle-phtalate	
		5 mois	2 ans	5 mois	2 ans	5 mois	2 ans	5 mois	2 ans
P	0,1	330	386	276(83,6)	286(74,1)	260(78,7)	290(75,1)	269(81,5)	296(75,5)
PZ	0,1	294	336	224(76,2)	240(71,4)	220(74,8)	244(72,6)	231(78,6)	252(75)
M	0,1	280	340	220(78,6)	235(69,1)	218(77,8)	238(70,0)	224(80,0)	242(71,2)
P	0,2	345	398	318(92,2)	356(89,5)	310(90,0)	391(88,3)	316(91,6)	366(92,0)
PZ	0,2	310	357	280(90,5)	314(88,0)	278(87,8)	311(87,1)	273(88,0)	323(90,5)
M	0,2	320	372	285(89,0)	316(85)	280(87,5)	312(83,8)	288(90)	320(86,1)
P	0,4	315	390	296(94,10)	305(78,2)	290(92,1)	308(79)	302(95,8)	310(79,5)
PZ	0,4	396	356	267(90,2)	282(79,2)	260(87,8)	274(77)	270(91,1)	283(79,5)
M	0,4	306	360	278(90,7)	280(77,7)	270(88,3)	279(77,5)	278(90,8)	297(82,5)

[x]Les ciffres entre paranthêses représentent les valeurs calculées en pour-cent de la résistance envers les essais témoins.

5 % peroxide de benzoyle comme initiateur de polymérisation.

On a observé l'action des huiles végétales envers les mortiers et aussi envers les dalles en béton mosaique imprégnées et polymérisées.

Les mortiers et respectivement les bétons imprégnées et polymérisées ont présenté une résistance chimique plus grande à l'action des huiles végétales. Pendant que, les mortiers usuels à ciment RIM200 se sont détruits par l'expansion après 1 1/2 mois de conservation dans les huiles (de tournesol et de maïs) et ceux à ciment PZ400 après 2 1/2 mois, les mortiers imprégnés et polymérisés après 1 année d'immersion dans les huiles n'ont pas présenté ni de signes de dégradation superficielle, ni de réductions de résistances par rapport aux éprouvettes témoins conservés dans l'air ou dans l'eau /9/.

On a observé l'action des huiles végétales envers les dalles en béton mosaïque imprégné et polymérisé pendant 3 ans. En comparaison avec les dalles en béton mosaïque usuel, qui après 1 an de conservation dans les huiles se sont détruits, celles imprégnées et polymérisées n'ont pas présentés de signes de dégradation.

Les dalles en mosaïque imprégnées et polymérisées se caractérisent par une résistance chimique augmentée envers l'action de huiles végétales, par de résistances mécaniques d'environ 3 fois plus grandes que celles habituelles, une très bonne resistance à l'usure et on peut utiliser ces dalles à la réalisation des planchers durables dans les fabriques qui produisent des huiles végétales et dans celles qui en utilisent pour différents procès technologiques.

5. Conclusions.

Les recherches effectuées ont mis en évidence le fait que les esters utilisés comme plastifiants pour la fabrication des polyméres présentent une forte action corrosive envers le béton en le détruisant par expansion. En outre aussi les huiles végétales ont une action déstructive envers le béton.

Pour protéger le béton contre les esters plastifiants on conseille d'utiliser à la préparation du béton une émulsion de polyacétate de vinyle en proportion de 20 % du contenu du ciment, ou d'appliquer à la surface du béton des mortiers ayant comme élément principale la résine époxydique ou le monomère furfurol acétone.

Par rapport aux huiles végétales le béton imprégné et polymérisé présente de résistance chimique.

BIBLIOGRAPHIE

1. x x x Concrete ; Year 2000, Journal of the American Concrete Institute, Nr.8, 1971.
2. Lea, F.M. ; The chemistry of cement and concrete, London, 1956.
3. Dehler, B. ; Die Einwirkung von Weichmechern auf Beton. Bauplannung-Bautechnik nr.2, nr.3, 1964.
4. Velica Paraschiva ; Acţiunea agresivă a unor esteri asupra betoanelor. Rev.Constr.şi Mat.de Construcţii, nr.8, 1968.
5. Velica Paraschiva ; Un nou fenomen de expansiune al betonului provocat de unii esteri folosiţi în industria polimerilor. Teză de doctorat, I.C.Bucureşti, 1970.
6. Zivica, V. ; The properties of cement paste with admixture of polyvinyl acetate emulsion. Bull.RILEM, nr.28, 1965.
7. Velica Paraschiva ; Korrosion von Beton unter Einwirkung einiger als Enthärter in der Polymerproduktion Verwendeten Ester und Verfahren, IBAUSIL-1970, R.D.G.
8. Rollo, B., Hasek, J. ; The disintegration of concrete structures by oils, Colloque RILEM, Durabilité bétons Prague, Czechosl. Acas. Sci.1962.
9. Velica Paraschiva, Roşu Maria, Meteş Lucia ; Unele aspecte privind comportarea mortarelor impregnate şi polimerizate sub acţiunea uleiurilor vegetale. Conferinţa a VIII-a de Betoane, oct. 1976, vol.II.
10. Biczók I. ; Coroziunea şi protecţia betonului. Editura tehnică, Bucureşti, 1965.
11. Avram,C., Bob, C. ; Noi tipuri de betoane speciale. Editura tehnică Bucureşti, 1980.
12. Roşu Maria, Velica Paraschiva, Meteş Lucia ; Utilizarea plăcilor mozaicate impregnate şi polimerizate pentru realizarea pardoselilor durabile. Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului politehnic Timişoara, nr.2, 1979.
Primită la redacţie la 15 martie 1982.

COROZIUNEA BETONULUI SUB ACTIUNEA UNOR ESTERI SI MIJLOACE DE PROTECTIE

Rezumat

Din cercetările efectuate s-a constatat că unii esteri şi anume, cei folosiţi ca plastifianţi în industria polimerilor precum şi uleiurile vegetale comestibile, prezintă o puternică acţiune agresivă asupra betonului, distrugîndu-l prin expansiune.

Pentru protejarea betonului împotriva esterilor plastifianţi se recomandă utilizarea la prepararea betonului a emulsiei de poliacetat de vinil în proporţie de 20 % din conţinutul cimentului sau aplicarea pe suprafaţa betonului de mortare pe bază de răşină epoxidică precum şi de monomer furfurol acetonă. Faţă de uleiuri vegetale prezintă rezistenţă chimică betonul impregnat şi polimerizat (BIP).

Buletinul Ştiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

LE COMPORTEMENT DES BÉTONS SOUS L'ACTION DES CÉRÉALES TRAITÉES AVEC ACIDE PROPIONIQUE

Velica Paraschiva, Ilca Anita

1. Introduction

En vue de réduire la consommation d'énergie et de combustible, au Centre de Chimie de Timişoara on fait des études concernant l'ensilage des céréales (maïs, orge etc.) à leur humidité naturelle.

Pour prévenir la moisissure des céréales ensilées à humidité élevée (h=30-40%) on les traite au préalable avec acide propionique (CH_3-CH_2-COOH) à différentes concentrations.

En tenant compte qu'on ensile les céréales dans des trémies et des dépôts en béton, on a mis la question si les céréales traitées avec acide propionique présentent une action agressive envers le béton.

On sait que le béton présente, en dehors de ses nombreuses avantages comme matériel de construction, le désavantage d'être attaqué, détruit, par une large gamme d'agents chimiques /1/, /2/, /3/, parmi lesquels des différents acides anorganiques et organiques.

Pour établir l'effet corrosif des céréales traitées avec acide propionique envers le béton, à la Chaire de béton armé et bâtiments on a effectué des recherches dans cette problème en conformité avec un contrat signé avec le Centre de Chimie. Par la suite on présente les resultats de ces recherches.

2. Matières primaires et la confection des éprouvettes nécessaires pour les essais

En tenant compte que la corrosion du béton sous l'action des différents agents chimiques est un procès très complexe et de durée /1/, /2/, /3/, on préconise différentes méthodes par lesquelles on peut accélérer ce phénomène.

La méthode la plus usuelle dans le monde entier est celle qui utilise pour l'étude les microéprouvettes confectionnées en mortier de ciment /2/, /4/.

A la Chaire de béton armé et bâtiments la corrosion du béton sous l'action des agents agressifs est étudiée sur des microéprouvettes 2x2x8 cm, confectionnées en mortier de ciment ayant la composition 1:3(1 p.ciment:3 p.sable). Le sable utilisé est du sable siliceux monogranulaire avec la dimension des granules 0,5-1 mm. La consistance du mortier est plastique, la rapport eau/ciment (E/C)=0,50.

Le ciment utilisé pour le mortier dépend de la nature des travaux et des conditions dans lesquelles le béton est exploité. Dans la thème présent, pour la préparation des mortiers on a utilisé du ciment RIM200 qui à l'hydratation met en liberté des grandes quantités de $Ca(OH)_2$, composant qui est attaqué par des nombreux agents agressifs /3/,/5/,/6/,/7/,/8/,/9/,/10/,/11/.

Les caracteristiques physiques et mécaniques de ce ciment sont présentées dans le tableau no.1.

Tableau 1

Les caracteristiques physiques et mécaniques du ciment.

Finesse de broyage Reste sur le tamis 009 %	Eau pour la pâte de consistance normale %	Constance de volume sur des galettes	Temps de prise		Résistances mécaniques pour mortiers plastiques daN/cm^2			
			début	fin				
					R_c	R_{ti}	R_c	R_{ti}
7	27	bonne	1h30'	2h30'	78	19	175	46

Les microéprouvettes confectionnées en mortier ayant la composition mentionnée ci-dessus ont été conservées 7 jours dans la boîte d'air humide, ensuite jusqu'à 28 jours dans des conditions de laboratoire.

3. Les résultats des recherches

A l'âge de 28 jours une partie des éprouvettes, confectionnées de la manière présentée au point 2, ont été introduites dans le maïs traité avec de l'acide propionique, et une autre partie a été conservée sous l'eau comme éprouvettes-temoins. Par cette méthode on a essayé de reproduire les conditions réelles du régime de la conservation des céréales, traitées avec acide propionique dans des trémies et des dépôts en béton.

Pour l'étude, on a reçu du bénéficiaire six charges de maïs traité avec acide propionique à différentes concentrations (de 0,7 à 2,0%), fonction de l'humidité du maïs, (tableau 2).

Tableau 2

Les charges de maïs traité avec CH_3CH_2COOH

No. de la charge	Humidité du maïs h(%)	Acide propionique avec lequel on a traité le maïs a(%)
1	20	0,7
2	20	1,0
3	30	1,2
4	30	1,5
5	40	1,5
6	40	2,0

L'action du maïs traité avec de l'acide propionique envers les épreuves de microbéton conservées dans celui-ci a été observée pendant 1 an par: l'aspect extérieur des éprouvettes, la variation de la masse ($\triangle m\%$) et la variation des résistances mécaniques (R_{ti} et R_c) en comparaison avec les éprouvettes-témoins (conservées sous l'eau).

En ce qui concerne l'aspect extérieur des éprouvettes conservées dans les six charges de maïs, on a observé dans le cas de toutes les éprouvettes l'apparition sur leur surface après environ un mois de conservation dans le maïs traité avec acide propionique, des cristaux aciculaires blancs, trés légers.

En analysant du point de vue qualitatif la substance qui est apparue sur la surface des épreuves conservées dans le maïs traité avec acide propionique, on a constaté que celle-ci est soluble dans l'eau, qu'elle a un pH=7, et qu'en présance de l'acide oxalique elle forme un précipité blanc, cristalin, fait qui a conduit à la conclusion que ce serait propionate de calcium, obtenu par la réaction du $Ca(OH)_2$ (existant dans le béton) avec l'acide propionique avec lequel a été traité le maïs.

Après l'enlèvement de la substance blanche, cristaline qui a couvert les épreuves maintenues dans le maïs traité, on n'a pas observé visuellement des signes de dégradation superficielle (arrondissments des coins, arètes tordues, fissures etc.).

La variation de la masse des éprouvettes conservées dans les six charges de maïs a été observée sur 12 éprouvettes pour chaque

charge. Les valeurs moyennes de cette caractéristique sont présentées dans le tableau 3 et la fig.1, en comparaison avec les éprouvettes-témoins.

De l'analyse des données présentées dans le tableau 3 on observe qu'après avoir conservé un mois les épruves dans la maïs traité avec acide propionique, les éprouvettes qui ont été maintenues dans le maïs traité avec 2% acide à l'humidité de 4o% ont présenté les plus grandes augmentations de masse, suivies par celles qui ont été conservées dans les charges de maïs à 3o% humidité et a = 1,5%. Dans le temps, la masse n'a pas augmenté, au contraire elle a baissé à toutes les éprouvettes conservées dans le maïs, parce que la substance blanche cristaline a été enlevée pendant

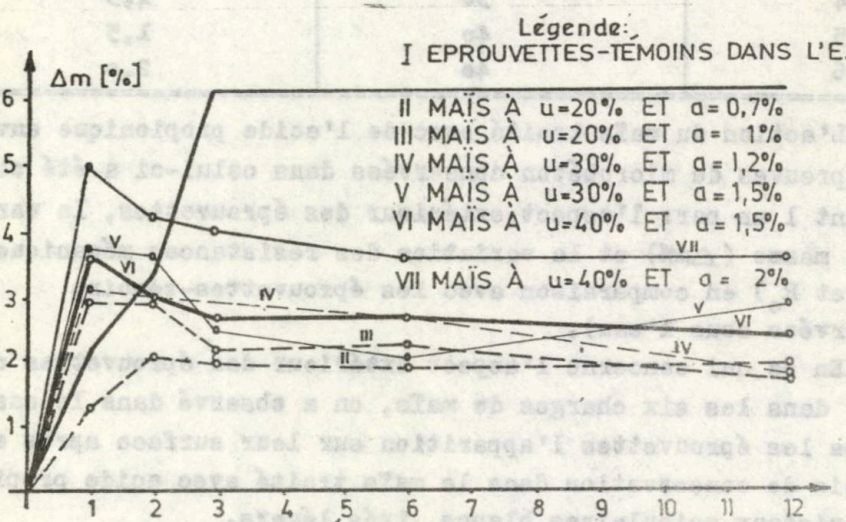


Fig.1. DUREE DE CONSERVATION 12 MOIS

leur manoeuvre pour les essais (sortie et introduction des épreuves dans les charges de maïs). En échange, les épreuves conservées sous l'eau ont présenté une augmentation de masse jusqu'à 3 mois, puis le phenomene s'est amortisé.

Les résistances mécaniques des épreuves c'est à dire la résistance à la flexion (R_{ti}) et la résistance à la compression (R_c) ont été déterminées après 6 mois et respectivement 1 an de conservation dans la maïs traité, en comparaison avec les éprouvettes-témoins (conservées sous l'eau).

Les valeurs moyennes des résistances mécaniques (R_{ti} et R_c) sont présentées dans le tableau 4 et fig.2 et 3.

Le tableau 4 contient aussi les valeurs des coefficients de résistance C_{rt} et C_{rc} obtenues par le rapport de la résistance mé-

Tableau 3

Le variation de la masse $\Delta m(\%)$ des épreuves, après 1 an de conservation dans la maïs traité avec de l'acide propionique.

Temps de conservation (mois)	Humidité du maïs	2o		3o		4o		Éprouvettes témoins conservées dans l'eau
	Acide avec lequel on a traité a %	o,75	1	1,2	1,5	1,5	2	
1		+1,56	+2,82	+3,14	+3,73	+3,67	+4,94	+2,24
2		+2,o3	+2,82	+2,88	+3,61	+3,67	+4,24	+3,51
3		+1,8o	+2,12	+2,67	+2,41	+2,6o	+4,oo	+6,o9
6		+1,78	+2,12	+2,67	+2,17	+2,6o	+3,53	+6,o9
12		+1,78	+1,64	+1,83	+2,17	+2,26	+3,5o	+6,o9

Tableau 4

Les résistances mécaniques (daN/cm^2) des épreuves conservées pendant 1 an dans le maïs traité avec de l'acide propionique, en comparaison avec les éprouvette-témoins.

No. crt.	Milieu de conservation	Après 6 mois				Après 1 an			
		R_{ti}	R_c	C_{rt}	C_{rc}	R_{ti}	R_c	C_{rt}	C_{rc}
1.	Maïs à 2o% humidité traité avec o,75% acide propionique	95,2	287,3	1,o3	o,98	1o7	29o,7	1,o9	o,98
2.	Maïs à 2o% humidité traité avec 1,2% acide propionique	92,1	286,8	o,99	o,98	1o8,4	282	1,1o	o,96
3.	Maïs à 3o% humidité traité avec 1,2% acide propionique	81,4	276,8	o,88	o,94	94,3	281,4	o,96	o,95
4.	Maïs à 3o% humidité traité avec 1,5% acide propionique	62,2	185	o,75	o,63	71,8	184,2	o,73	o,62
5.	Maïs à 4o% humidité traité avec 1,5% acide propionique	9o,6	275	o,98	o,94	96,6	233	o,98	o,79
6.	Maïs à 4o% humidité traité avec 2% acide propionique	88,6	265,7	o,96	o,9o	71,2	155,6	o,72	o,63
7.	Eau(éprouvettes témoins)	92,2	292	1	1	97,8	294	1	1

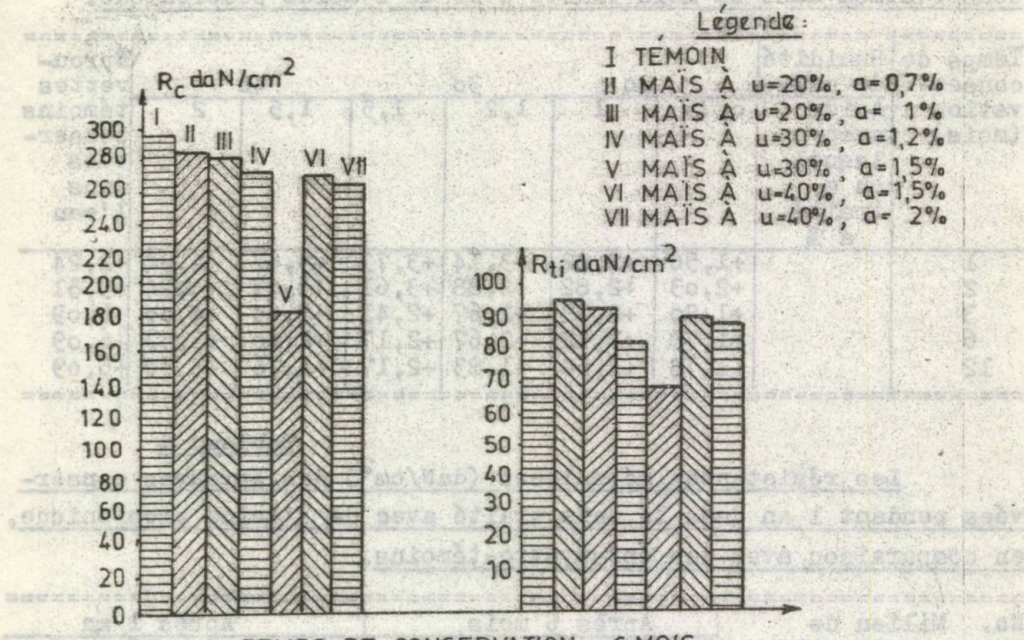


Fig. 2 TEMPS DE CONSERVATION – 6 MOIS

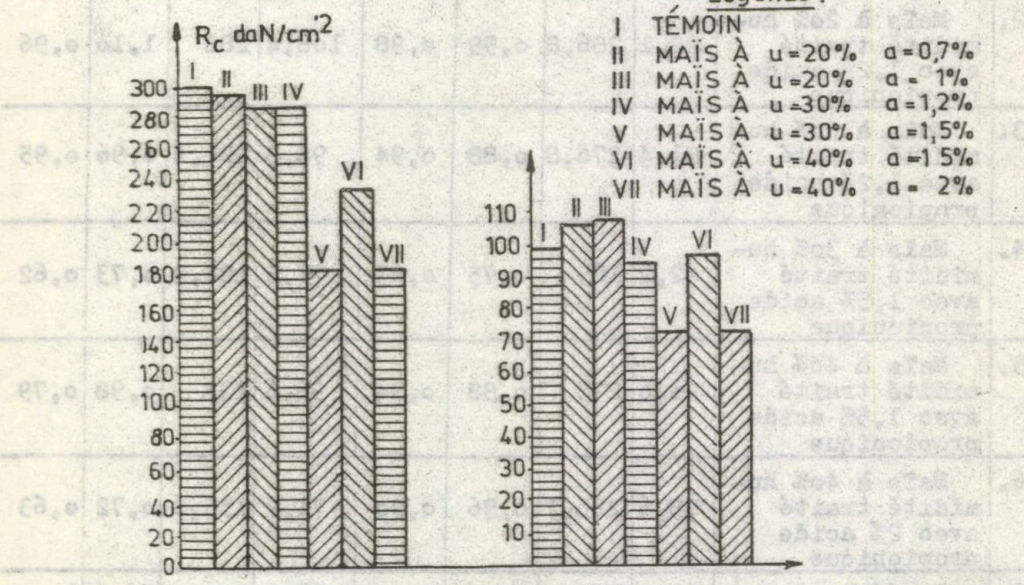


Fig. 3 TEMPS DE CONSERVATION 1AN

canique (R_{ti} et R_c) des épreuves conservées dans le maïs traité avec acide et celle des éprouvettes-témoins (conservées sous l'eau).

On observe que les éprouvettes maintenues dans des charges de maïs à h=3o% et acide propionique 1,5% ont présenté des réductions importantes des résistances mécaniques en comparaison avec les épreuvettes-témoins, même après 6 mois (les coefficients de résistance sont rèduits : C_{rt}=o,75 et C_{rc}=o,63).

Après un an on a signalé des réductions importantes des résistances aussi aux épreuves conservées dans le maïs à h=4o% et acide propionique 2% (les coefficients de résistance étant C_{rt}=o,72 et C_{rc}=o,63.

La réduction importante des résistances mécaniques des éprouvettes conservées dans les charges de maïs traitées avec 1,5% et respectivement 2% acide propionique, prouve l'effet corrosif de ces agents sur le béton. Au contraire, le maïs traité avec o,7, 1 et 1,2% acide propionique, n'a présenté aucune action agressive sur le béton (tableau 4).

4. Conclusions

- On a étudié l'effet corrosif du maïs traité avec acide propionique envers le béton par des microéprouvettes en mortier de ciment, qui ont été conservées pendant 1 an dans le maïs respectiv.

- Les épreuves conservées dans le maïs traité avec 1,5% acide propionique et ayant l'humidité de 3o% ont présenté des réductions importantes des résistances mécaniques après 6 mois, en comparaison avec les éprouvettes-témoins. De cette manière la résistance à la flexion (R_{ti}) a baissé de 25%, et la résistance à la compression (R_c) de 37%.

- Les éprouvettes conservées dans le maïs à 4o% humidité et qui ont été traitées avec 2% acide propionique ont enrégistré des réductions importantes des résistances seulement après 1 an, R_{ti} a baissé de 28% et R_c de 37%.

- Les éprouvettes conservées dans les charges de maïs traitées avec o,7%, 1% et respectivement 1,2% acide propionique après 1 an ont présenté des résistances mécaniques très proches de celles présentés par les éprouvettes-témoins, fait qui prouve que le maïs traité avec acide propionique en quantités inférieures à 1,2% n'est pas agressif envers le béton.

- Le maïs traité avec 1,5 respectivement 2% acide propionique présente une action corrosive envers le béton et on ne peut pas ensiler ce maïs dans des trémies et des dépôs en béton sans une pro-

tection préalable du béton avec des matériels résistants.

BIBLIOGRAPHIE

1. Moskvin, V.M. ; Coroziunea betonului, Ed.de stat pentru arhitectură şi construcţii, 1955.

2. Biczok, J. ; Coroziunea şi protecţia betonului, Ed.tehnică, Bucureşti, 1965.

3. Steopoe, Al. ; La durabilité du béton. Edition Eyrolles, Paris, 1970.

4. STAS 2533/76.

5. Vasiliu, A., Popescu,E. şi alţii ; Agresivitatea naturală pe teritoriul României C.D.C.A.S., 1973.

6. Steopoe, Al. ; Materiale de construcţii, Ed.tehnică, Bucureşti, 1964.

7. Dehler, E. ; Die Einwirkung von Weichmachern auf Beton. Bauplannung - Bautechnik nr.2, nr.3, 1964.

8. Velica Paraschiva ; Korrosion von Beton unter Einwirkung einiger als Enthärter in der Polymerproduktion Verwendeten Ester und Verfahren. IBAUSIL - 1970 RDG.

9. Velica Paraschiva ; Un nou fenomen de expansiune al betonului provocat de unii esteri folosiţi în industria polimerilor. Teză de doctorat, I.C.Bucureşti, 1970.

10. Velica Paraschiva ; Acţiunea agresivă a unor esteri asupra betoanelor, Rev.Construcţii şi Materiale de Construcţii, nr.8, 1968.

11. Rollo, B., Hasèk, J. ; The disintegration of Concrete structures by oils, Colloque FILEM, Durabilité bétons Prague, Czechosl.Acas.Sci.1962.

Primită la redacţie la 15 martie 1982.

COMPORTAREA BETOANELOR SUB ACTIUNEA CEREALELOR TRATATE CU ACID PROPIONIC

Rezumat

Cerealele cu umiditatea lor naturală ridicată (u=30-40%) pentru a putea fi însilozate fără pericol de mucegăire, se tratează în prealabil cu 0,7-2% acid propionic.

In scopul elucidării efectului agresiv al cerealelor tratate cu acid propionic asupra betonului, în prezenta lucrare s-au efectuat cercetări în acest sens.

Rezultatele cercetărilor experimentale au relevat că cerealele tratate cu cantităţi mai mari de 1,2% acid propionic prezintă o puternică acţiune corosivă asupra betonului şi deci nu pot fi depozitate în silozuri şi magazii din beton fără o protecţie prealabilă a betonului.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

CONSIDERATII PRIVIND DETERMINAREA EFORTULUI REAL DE PRECOMPRIMARE

Bota V., Clipii T.

1. Generalităţi

In conformitate cu normele în vigoare [5], [6] determinarea efortului de precomprimare se face cu relaţiile :

- în fază iniţială : $N_o = A_p \sigma_{po} + A'_p \sigma'_{po}$ (1)

- în fază finală : $\bar{N}_o = A_p \bar{\sigma}_{po} + A'_p \bar{\sigma}'_{po} - A_a \Delta\sigma_a - A'_a \Delta\sigma'_a$ (2)

Efortul unitar de calcul din armătura pretensionată se ia în considerare cu următoarele valori, ţinînd cont de pierderile de tensiune :

armătura preîntinsă :

- faţa iniţială : $\sigma_{po} = \sigma_{pk} - (\Delta\sigma_\lambda + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_t + \Delta\sigma_{ri})$ (3)

- faza finală : $\bar{\sigma}_{po} = \sigma_{po} - \left[(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_{ri}) + \Delta\sigma_{\bar{\varphi}}\right]$ (4)

armătură postîntinsă :

- faza iniţială : $\sigma_{pp} = \sigma_{pk} - (\Delta\sigma_\lambda + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_{str})$ (5)

$$\sigma_{po} = \sigma_{pp} + n_p \sigma_{bp} \quad (6)$$

- faza finală : $\bar{\sigma}_{po} = \sigma_{po} - (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\bar{\varphi}})$ (7)

Pe lîngă pierderile de tensiune în timpul transferului se produce o scurtare elastică a betonului. Se recomandă ca această scurtare să fie luată în considerare la evaluarea forţei de precomprimare [4]. In relaţiile de mai sus această scurtare este evidenţiată numai în cazul armăturii postîntinse în fază iniţială (σ_{pp}), dar de acest fenomen nu se ţine cont în determinarea efortului de precomprimare N_o ($\bar{N}_o$).

2. Determinarea efortului real de precomprimare cu luarea în considerare a scurtării elastice a betonului

2.1. Elemente cu armătură preîntinsă

2.1.1. Faza inițială

In momentul efectuării transferului asupra elementului precomprimat va acționa efortul N_o. Dacă acest efort ar rămîne constant elementul ar avea în dreptul armăturii A_p și A'_p deformațiile specifice ε_{bpl}, respectiv, ε'_{bpl}. Datorită scurtării elastice a betonului efortul N_o va scădea pînă la valoarea N_p la care deformațiile specifice în dreptul celor două armături vor fi ε_{bp}, respectiv ε'_{bp} (fig. 1).

Valorile acestor două deformații specifice sînt :

$$\varepsilon_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{E_b} = \frac{N_p}{E_b}\left(\frac{1}{A_{bi}} + \frac{e_p y_p}{I_{bi}}\right) = \frac{N_{pi} + N_{ps}}{E_b A_{bi}}\left(1 + \frac{e_p y_p}{i^2}\right)$$

$$\varepsilon'_{bp} = \frac{\sigma'_{bp}}{E_b} = \frac{N_p}{E_b}\left(\frac{1}{A_{bi}} - \frac{e_p y'_p}{I_{bi}}\right) = \frac{N_{pi} + N_{ps}}{E_b A_{bi}}\left(1 - \frac{e_p y'_p}{i^2}\right) \qquad (8\text{-}9)$$

Din cauza scurtării elastice a betonului în cele două armături vor apare variații ale deformațiilor specifice $\Delta\varepsilon_p$, respectiv, $\Delta\varepsilon'_p$.

Valorile acestor variații ale deformațiilor specifice sînt :

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta N_p}{E_p A_p} = \frac{N_{oi} - N_{pi}}{E_p A_p} \; ; \; \Delta\varepsilon'_p = \frac{\Delta N'_p}{E_p A_p} = \frac{N_{os} - N_{ps}}{E_p A'_p} \qquad (10\text{-}11)$$

Valoarea efortului real de precomprimare rezultă din egalitatea deformației specifice a betonului cu variația deformației specifice a armăturii ($\varepsilon_{bp} = \Delta\varepsilon_p$ și $\varepsilon'_{bp} = \Delta\varepsilon'_p$), la care se asociază relația ce permite stabilirea poziției efortului real de precomprimare. Sistemul de ecuații ce se formează este :

$$\frac{N_{pi} + N_{ps}}{E_b A_{bi}}\left(1 + \frac{e_p y_p}{i^2}\right) = \frac{N_{oi} - N_{pi}}{E_p A_p} \; ; \; \frac{N_{pi} + N_{ps}}{E_b A_{bi}}\left(1 - \frac{e_p y'_p}{i^2}\right) = \frac{N_{os} - N_{ps}}{E_p A'_p} \qquad (12\text{-}14)$$

$$e_p = \frac{N_{pi} y_p - N_{ps} y'_p}{N_{pi} + N_p}$$

In urma rezolvării sistemului de ecuații rezultă :

$$N_{pi} = \frac{\omega_s N_{oi} - \delta_i N_{os}}{\omega_i \omega_s - \delta_i \delta_s} \; ; \quad N_{ps} = \frac{\omega_i N_{os} - \delta_s N_{oi}}{\omega_i \omega_s - \delta_i \delta_s} \qquad (15\text{-}16)$$

unde : $\omega_i = n_p \frac{A_p}{A_{bi}} (1 + \frac{y_p^2}{i^2}) + 1$; $\omega_s = n_p \frac{A'_p}{A_{bi}} (1 + \frac{y'^2_p}{i^2}) + 1$

$$\delta_s = n_p \frac{A_p}{A_{bi}} (1 - \frac{y_p y'_p}{i^2}) \quad ; \quad \delta_i = n_p \frac{A'_p}{A_{bi}} (1 - \frac{y_p y'_p}{i^2}) \quad ; \quad n_p = \frac{E_p}{E_b}$$

Poziţia efortului real de precomprimare $N_p = N_{pi} + N_{ps}$ se determină cu relaţia (14).

In cazul elementelor prevăzute numai cu armătură A_p valoarea efortului real de precomprimare este :

$$N_p = N_o/\omega_i \qquad (17)$$

In vederea uşurării calculelor relaţiile (15-16) se pun sub forma :

$$N_{pi} = \phi_i N_o \quad ; \quad N_{ps} = \phi_s N_o \qquad (18\text{-}19)$$

unde : $\phi_i = \frac{\alpha \omega_s - (1-\alpha)\delta_i}{\omega_i \omega_s - \delta_i \delta_s}$; $\phi_s = \frac{(1-\alpha)\omega_i - \alpha \delta_s}{\omega_i \omega_s - \delta_i \delta_s}$;

$$\alpha = \frac{N_{oi}}{N_{oi} + N_{os}}$$

Coeficienţii ω_i şi δ_i se determină din figura 2 şi 3 în funcţie de y_p/i şi $100\, n_p\, A_p/A_{bi}$, respectiv în funcţie de $y_p y'_p/i^2$ şi $100\, n_p\, A_p/A_{bi}$. Coeficienţii ω_s şi δ_s se determină în mod similar dar înlocuind pe y_p cu y'_p şi pe A_p cu A'_p.

2.1.2. Faza finală

Valoarea efortului real de precomprimare este dat de relaţia :

$$\bar{N}_p = N_p - A_p \Sigma\Delta\sigma - A'_p \Sigma\Delta\sigma' - A_a \Delta\sigma_a - A'_a \Delta\sigma'_a \qquad (20)$$

iar poziţia lui este dată de relaţia :

$$e_p = \frac{(N_{pi} - A_p \Sigma\Delta\sigma) y_p - (N_{ps} - A'_p \Sigma\Delta\sigma') y'_p - A_a \Delta\sigma_a y_a + A'_a \Delta\sigma'_a y'_a}{N_p} \qquad (21)$$

unde : $\Sigma\Delta\sigma = (\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_{ri}) + \Delta\sigma_\varphi$; $\Sigma\Delta\sigma' = (\Delta\sigma'_r - \Delta\sigma'_{ri}) + \Delta\sigma'_\varphi$.

2.2. Elemente cu armătură postîntinsă

In cazul elementelor cu armătură postîntinsă determinarea efortului real de precomprimare se face foarte simplu deoarece scurtarea

elastică se produce simultan cu transferul.

In faza inițială valoarea efortului real de precomprimare este :

$$N_p = A_p \sigma_{pp} + A'_p \sigma'_{pp}$$

unde σ_{pp} și σ'_{pp} se determină cu relația (5).

Poziția efortului real de precomprimare se determină cu relația (14).

In faza finală se folosesc relațiile (20-21) dar cu $\Sigma\Delta\sigma = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p$ și $\Sigma\Delta\sigma' = \Delta\sigma'_r + \Delta\sigma'_p$.

3. Aplicație numerică

In vederea evaluării diferențelor care apar prin utilizarea efortului real de precomprimare se recalculează starea de eforturi unitare din secțiunea periculoasă a grinzii precomprimate, cu secțiune variabilă calculată la pct. 12.2 din 1 .

Date inițiale :

$A_p = 27,9\ cm^2$; $A_{bi} = 3836\ cm^2$; $I_{bi} = 1422750\ cm^2$;

$y_p = 65,8\ cm$; $n_p = 5$.

$\Delta\sigma_\lambda = 338\ daN/cm^2$; $\Delta\sigma_t = 200\ daN/cm^2$; $\Delta\sigma_s = 520\ daN/cm^2$;

$\Delta\sigma_{ri} = 680\ daN/cm^2$; $\sigma_{po}^{max} = 12480\ daN/cm^2$; $\sigma_{po}^{min} = 11862\ daN/cm^2$.

$N_o^{max} = 348000\ daN$; $N_o^{min} = 330950\ daN$

$M_{2g}^E = 44,24\ tm$; $M_{1d}^E = 254,50\ tm$

$R_{bo} = 350\ daN/cm^2$; $R_{to}^n = 17,5\ daN/cm^2$; $\sigma_b^{lim} = 10\ daN/cm^2$.

Starea de eforturi unitare, în fază inițială și în fază finală, determinată în baza efortului de precomprimare evaluat cu relația (1), respectiv (2) este prezentată în figura 4.

Calculul efortului real de precomprimare și al stării de eforturi unitare în fază inițială :

$$i = \sqrt{\frac{I_{bi}}{A_{bi}}} = \sqrt{\frac{14227500}{3836}} = 60,9\ cm$$

$$\frac{y_p}{i} = \frac{65,8}{60,9} = 1,08 \ ; \ 100\,\frac{n_p A_p}{A_{bi}} = 100\,\frac{5 \times 27,9}{3836} = 3,636 \quad \text{din figura 2}$$

rezultă : $\omega = 1,08$.

$$N_p^{max} = \frac{N_o^{max}}{1,08} = \frac{348000}{1,08} = 322222 \text{ daN}$$

Starea de eforturi unitare este prezentată în figura 5.

Comparînd diagramele de eforturi unitare din faza inițială se constată că utilizarea efortului real de precomprimare conduce la reducerea eforturilor unitare maxime de compresiune din fibra inferioară precum și la reducerea eforturilor unitare maxime de întindere din fibra superioară, rezultînd în acest fel o stare de eforturi unitare mai favorabilă.

Calculul efortului real de precomprimare și al stării de eforturi unitare în faza finală.

$$N_p^{min} = \frac{N_o^{min}}{1,08} = \frac{330950}{1,08} = 306435 \text{ daN}$$

Din cauza modificării stării de eforturi unitare în faza inițială pierderile de tensiune din faza finală se vor modifica, rezultînd valorile de mai jos :

$\Delta\sigma_{\bar{p}} = 1783 \text{ daN/cm}^2$; $\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_{ri} = 660 \text{ daN/cm}^2$

$N_p = N_p^{min} - A_p \Sigma\Delta\sigma = 306435 - 27,9 \times 2443 = 238296 \text{ daN}$

Starea de eforturi unitare este prezentată în figura 5.

Comparînd diagramele de eforturi unitare din faza finală se constată că utilizarea efortului de precomprimare definit de relația (1) duce de fapt la nerespectarea verificării închiderii fisurilor normale, deoarece în realitate efortul unitar de compresiune din fibra inferioară este mai mic decît σ_b^{lim}.

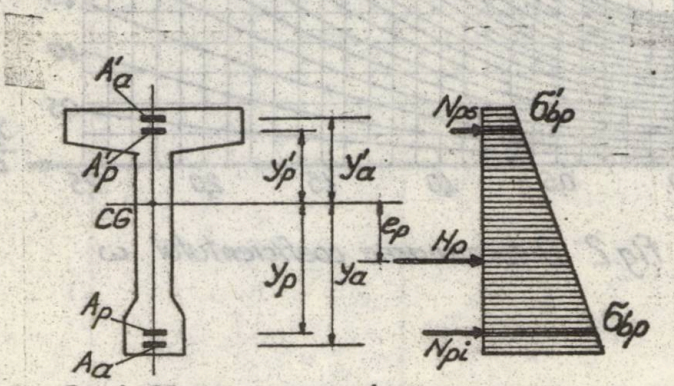


Fig.1 Eforturi unitare din precomprimare

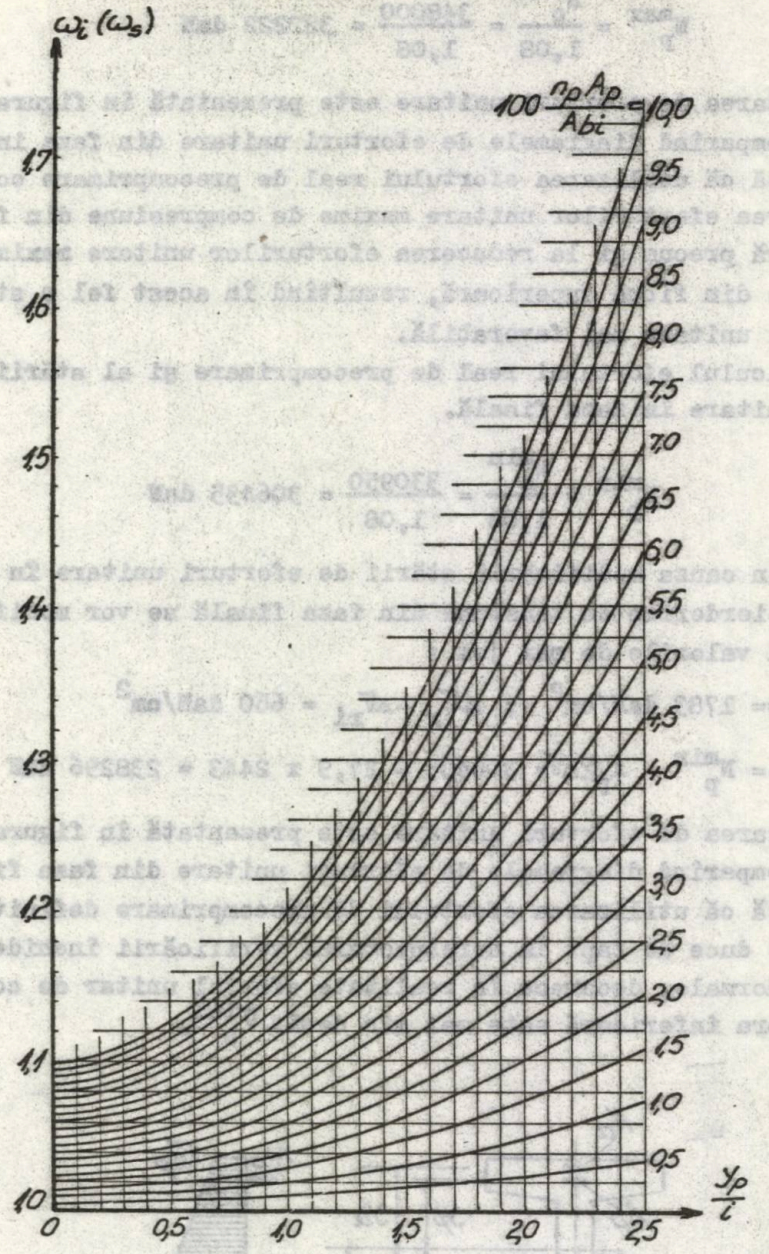


Fig.2 Determinarea coeficientului ω

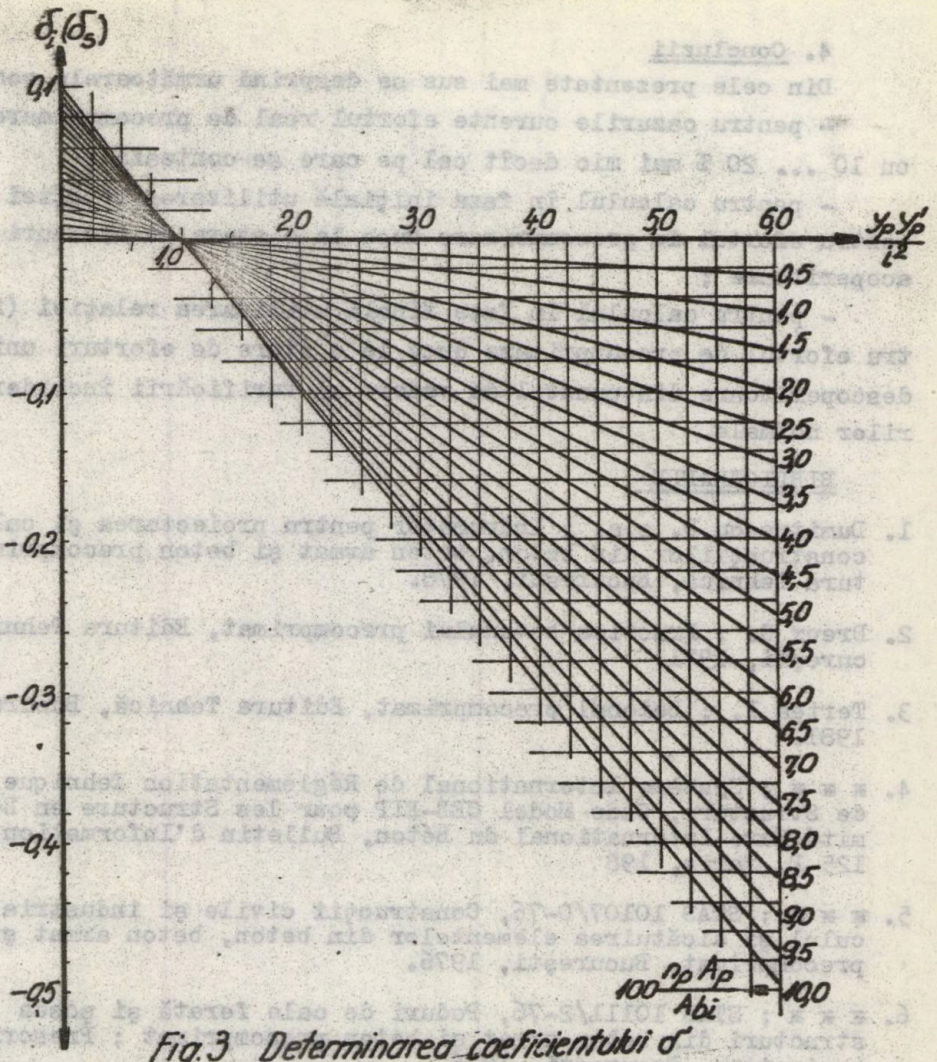
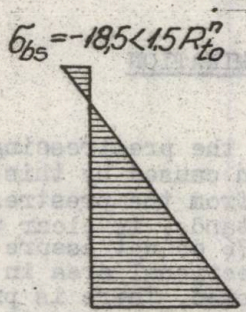
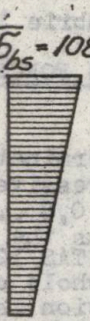


Fig.3 Determinarea coeficientului σ



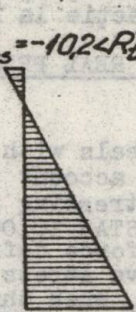


σbi = 210 = 0,6 Rb0

σ̄bi = 19,5 > σb lim

FAZA IHITIALA FAZA FIHALA

Fig.4 Eforturi unitare conform [1]



σbi = 188,4 < 0,6 Rb0

σ̄bi = 171 < σb lim

FAZA IHITIALA FAZA FIHALA

Fig.5 Eforturi unitare reale

4. Concluzii

Din cele prezentate mai sus se desprind următoarele concluzii:

- pentru cazurile curente efortul real de precomprimare este cu 10 ... 20 % mai mic decît cel pe care se contează ;

- pentru calculul în faza iniţială utilizarea relaţiei (1) pentru efortul de precomprimare duce la o stare de eforturi unitare acoperitoare ;

- pentru calculul în faza finală utilizarea relaţiei (2) pentru efortul de precomprimare duce la o stare de eforturi unitare descoperitoare din punctul de vedere al verificării închiderii fisurilor normale.

BIBLIOGRAFIE

1. Dumitrescu D. ş.a. ; Indrumător pentru proiectarea şi calculul construcţiilor din beton, beton armat şi beton precomprimat, Editura Tehnică, Bucureşti, 1978.

2. Dreux G. ; Practica betonului precomprimat, Editura Tehnică, Bucureşti, 1971.

3. Tertea I. ; Betonul precomprimat, Editura Tehnică, Bucureşti, 1981.

4. * * * ; Système International de Réglementation Tehnique Unifiée de Structure, Code Model CEB-FIP pour les Structure en Béton, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information, Nr.124/125-F, Paris, 198

5. * * * ; STAS 10107/0-76, Construcţii civile şi industriale ; Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi beton precomprimat, Bucureşti, 1976.

6. * * * ; STAS 10111/2-76, Poduri de cale ferată şi şosea ; Suprastructuri din beton armat şi beton precomprimat ; Prescripţii de proiectare, Bucureşti, 1976.

Primită la redacţie la 22 septembrie 1982.

ABOUT THE REAL PRESTRESSING FORCE DETERMINATION

Summary

This paper deals with the determination of the prestressing force taking into account the compressive strain caused by this force. The real prestressing force is 0,8 ... 0,9 from the prestressing force defined by STAS 10107/0-76. As the case stands, is clear that the prestressing force defined by STAS 10107/0-76 do not assure the minimum compressive stress on the whole cross-sectional area in serviceability state, when this condition is requested. There is presented the diagrams for the real prestressing force determination.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

CONSIDERATII PRIVIND DETERMINAREA STARII DE EFORTURI UNITARE IN SECTIUNILE NORMALE NEFISURATE ALE ELEMENTELOR COMPUSE BETON PRECOMPRIMAT - BETON ARMAT

Clipii T., Bota V., Deutsch I., Filimon I.

1. Generalităţi

Starea de eforturi în aceste tipuri de elemente este influenţată de prezenţa betonului armat, influenţă ce se datoreşte diferenţelor de curgere lentă şi contracţie dintre betonul armat şi cel precomprimat.

Pentru analiza stării de eforturi unitare se admite următoarea scară a timpului şi următoarele faze tehnologice : t_1 - transferul armăturii preîntinse (toroane): faza iniţială; t_2 - realizarea porţiunii de beton armat; t_3 - realizarea conlucrării dintre cele două tipuri de betoane; imediat înaintea realizării conlucrării: faza intermediară; în funcţie de destinaţia elementului compus se pot aplica unele încărcări permanente; dacă se admite precomprimarea în etape se trece la pretensionarea fasciculelor: faza de postîntindere; în funcţie de destinaţia elementului acesta poate fi dat în exploatare: faza de dare în exploatare; t_∞ - consumarea totală a pierderilor de tensiune: faza finală.

In fig. 1 şi 2 se prezintă variaţia curgerii lente, pentru încărcările aplicate la diferite etape, şi a contracţiei pentru cele două tipuri de betoane. Valorile finale şi intermediare se determină conform [2], [3] şi [4].

Avînd în vedere că cele două tipuri de betoane au mărci diferite secţiunea compusă rezultă prin înmulţirea lăţimii porţiunii de beton armat cu coeficientul de echivalenţă : $n_b = E_{ba}/E_{bp}$. Coeficientul de echivalenţă n_b permite determinarea efortului unitar real într-o fibră a betonului armat σ_a din efortul unitar σ_p determinat, în acea fibră, pe secţiunea compusă. Această determinare se face cu relaţia $\sigma_a = n_b \sigma_p$.

2. Dezvoltarea deformaţiilor specifice

In dezvoltarea deformaţiilor există două etape şi anume : pînă în momentul realizării secţiunii şi respectiv pînă la consumarea tuturor deformaţiilor.

Etapa I este identică cu faza intermediară şi se caracterizează prin consumarea, pînă la timpul t_3, a deformaţiilor din contracţie ε^{I}_{cp} şi ε^{I}_{ca} şi a celor din curgere lentă ε^{I}_{clp} sub efectul încărcărilor aplicate pînă la acest moment. Aceste deformaţii se manifestă pe secţiunea elementului precomprimat.

Deformaţia specifică din curgere lentă, într-o fibră curentă a betonului precomprimat, este (fig. 1) : $\varepsilon^{I}_{clp} = (\varphi^{3}_{p1}\sigma_{b1} + \varphi^{3}_{p2}\sigma_{b2})/E_{bp}$.

Deformaţia specifică din contracţie, într-o fibră curentă a betonului precomprimat, este (fig. 2) : $\varepsilon^{I}_{cp} = \varepsilon_{cp3}$.

Deformaţia din contracţie, într-o fibră curentă a betonului armat, este (fig. 2) : $\varepsilon^{I}_{ca} = \varepsilon_{ca3}$. Această deformaţie nu afectează starea de deformaţii şi de eforturi unitare deoarece nu s-a realizat încă secţiune compusă.

Etapa II este identică cu faza finală şi este caracterizată prin consumarea restului de deformaţii din curgere lentă şi contracţie la ambele tipuri de betoane. Aceste deformaţii se manifestă pe secţiune compusă.

Deformaţia specifică din curgere lentă, într-o fibră curentă a betonului precomprimat, este (fig. 1) : $\varepsilon^{II}_{clp} = [(\bar{\varphi}_{p1} - \varphi^{3}_{p1})\sigma_{b1} + (\bar{\varphi}_{p2} - \varphi^{3}_{p2})\sigma_{b2} + \bar{\varphi}_{p3}\sigma_{b3}]/E_{bp}$, iar deformaţia din curgere lentă, într-o fibră curentă a betonului armat, este (fig. 1) : $\varepsilon^{II}_{cla} = \bar{\varphi}_{a}\sigma_{b3}/E_{bp}$.

Deformaţia din contracţie, într-o fibră curentă a betonului precomprimat, este (fig. 2) : $\varepsilon^{II}_{cp} = \bar{\varepsilon}_{cp} - \varepsilon^{I}_{cp}$, iar deformaţia din contracţie, într-o fibră curentă a betonului armat, este (fig. 2) : $\varepsilon^{II}_{ca} = \bar{\varepsilon}_{ca} - \varepsilon^{I}_{ca}$.

3. Determinarea eforturilor unitare în faza iniţială

Calculul eforturilor unitare în faza iniţială se face în conformitate cu [2], [3] şi [4].

4. Determinarea eforturilor unitare în faza intermediară

Faza intermediară este identică cu etapa I de dezvoltare a deformaţiilor specifice, pierderea de tensiune din curgere lentă şi contracţie în toroane fiind generată de deformaţiile dezvoltate în această etapă şi anume :

$$\Delta\sigma^{I}_{Tp} = (\varepsilon^{I}_{clpT} + \varepsilon^{I}_{cpT})E_T \qquad (1)$$

iar efortul unitar în armătura pasivă este :

$$\Delta\sigma^{I}_{A} = (\varepsilon^{I}_{clpA} + \varepsilon^{I}_{cpA})E_A \qquad (2)$$

Expresiile (1) şi (2) pot fi aduse la forme prevăzute de [2], [3] şi [4].

In această fază efortul unitar de calcul în toroane este : $\sigma^{int}_{To} = \sigma_{To} - \left[\Delta\sigma^{I}_{Tp} + (\Delta\sigma_{Tr3} - \Delta\sigma_{Tri})\right]$, iar forţa de precomprimare este :

$$N^{int}_{To} = A_T \sigma^{int}_{To} - A_A \Delta\sigma^{I}_{A}.$$

Eforturile unitare în betonul precomprimat, în faza intermediară, în fibra inferioară σ^{int}_{pi}, respectiv în fibra superioară σ^{int}_{ps} se determină din acţiunea forţei de precomprimare N^{int}_{To} şi a momentului încovoietor M_{1+2}, produs de încărcările aplicate la timpul t_1 şi t_2.

Eforturile unitare în toroane şi armătura pasivă sînt :

$$\sigma^{int}_{Tp} = \sigma^{int}_{To} - n_T \sigma^{int}_{bT};$$

$$\sigma^{int}_{A} = - n_A \sigma^{int}_{bA} - \Delta\sigma^{I}_{A}$$

5. <u>Determinarea eforturilor unitare în faza de postîntindere şi în faza de dare în exploatare</u>

In aceste faze este realizată secţiunea compusă, caracteristicile ei evaluîndu-se cu coeficientul n_b pentru acest timp.

Pierderile de tensiune şi forţa de precomprimare din fascicole N_F se calculează conform [2] şi [3] cu observaţia că greutatea proprie a elementului nu se ia în considerare deoarece aceasta a intrat în momentul efectuării transferului toroanelor.

In toroane va apare o pierdere de tensiune din cauza întinderii ulterioare a fascicolelor :

$$\Delta\sigma_{Ts} = n_T \sigma^{F}_{bT}$$

Din cauza realizării secţiunii compuse aceste pierderi de tensiune se vor resimţi asupra secţiunii compuse ca o pierdere de forţă de precomprimare. Valoarea acestei pierderi de forţă, ce acţionează pe secţiunea compusă, este :

$$\Delta N^{Dl}_{To} = A_T \Delta\sigma_{Ts}$$

Eforturile unitare în betonul precomprimat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt (fig. 3) :

$$\sigma_{pi}^{POST} = \sigma_{pi}^{int} + \sigma_{pi}^{3} + \sigma_{pi}^{\wedge} + \sigma_{pi}^{F} ;$$

$$\sigma_{ps}^{POST} = \sigma_{ps}^{int} + \sigma_{ps}^{3} + \sigma_{ps}^{\wedge} + \sigma_{ps}^{F} ;$$

Eforturile unitare în betonul armat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt (fig. 3) :

$$\sigma_{ai}^{POST} = \sigma_{ai}^{3} + \sigma_{ai}^{\wedge} + \sigma_{ai}^{F} ;$$

$$\sigma_{as}^{POST} = \sigma_{as}^{3} + \sigma_{ai}^{\wedge} + \sigma_{ai}^{F}$$

Eforturile unitare, în faza de exploatare, sînt (fig. 3):

$$\sigma_{pi}^{DE} = \sigma_{pi}^{POST} + \sigma_{pi}^{u} ; \quad \sigma_{ps}^{DE} = \sigma_{ps}^{POST} + \sigma_{ps}^{u}$$

$$\sigma_{ai}^{DE} = \sigma_{ai}^{POST} + \sigma_{ai}^{u} ; \quad \sigma_{as}^{DE} = \sigma_{as}^{POST} + \sigma_{as}^{u}$$

Eforturile unitare în toroane, fascicole şi armătura pasivă în faza de postîntindere sînt :

$$\sigma_{Tp}^{POST} = \sigma_{Tp}^{int} - \Delta\sigma_{Ts} + n_T \sigma_{bT}^{3} ;$$

$$\sigma_{Fp}^{POST} = \sigma_{Fk} - \Sigma\Delta\sigma$$

$$\sigma_{A}^{POST} = \sigma_{A}^{int} + n_A(\sigma_{bA}^{3} + \sigma_{bA}^{\wedge} - \sigma_{bA}^{F})$$

Eforturile unitare în toroane, fascicole şi armătura pasivă în faza de dare în exploatare sînt :

$$\sigma_{Tp}^{DE} = \sigma_{Tp}^{POST} + n_T \sigma_{bT}^{u} ;$$

$$\sigma_{Fp}^{DE} = \sigma_{Fp}^{POST} + n_F \sigma_{bF}^{u} ;$$

$$\sigma_{A}^{DE} = \sigma_{A}^{POST} + n_A \sigma_{bA}^{u}$$

6. Determinarea eforturilor unitare în faza finală prin asimilare cu secţiunile compuse oţel-beton

După depăşirea fazei intermediare are loc o dezvoltare paralelă a deformaţiilor specifice din curgere lentă ε_{clp}^{II} şi contracţie ε_{cp}^{II} ale betonului precomprimat cu cele din curgere lentă ε_{cla}^{II} şi contracţie ε_{ca}^{II} ale betonului armat. La un moment dat deformaţiile specifice ale betonului precomprimat se epuizează rămînînd să se dezvolte restul de deformaţii specifice ale betonului armat. Se face asimilarea cu secţiunile compuse oţel-beton deoarece betonul precomprimat şi-a epuizat deformaţiile specifice şi se găseşte în aceeaşi situaţie ca şi oţelul într-o secţiune compusă oţel-beton.

Restul de deformaţii specifice de curgere lentă ale beto-

nului armat vor produce o modificare a poziției centrului de greutate al secțiunii pentru încărcări de lungă durată, prin modificarea modulului de elasticitate al betonului armat :

$$E_{ba\varphi} = E_{ba}/(1 + \Delta\bar{\varphi})$$

unde :

$$\Delta\bar{\varphi} = \bar{\varphi}_a - \varphi_m ;$$

φ_m - caracteristica medie a curgerii lente a betonului precomprimat în etapa II.

Valoarea $\bar{\varphi}_m$ se determină din condiția ca deformația specifică ε^{II}_{clp} să fie egală cu deformația de curgere lentă produsă de încărcarea totală cu caracteristica φ_m. In acest fel rezultă :

$$\varphi_m = \frac{\sigma_{b1}(\bar{\varphi}_{p1} - \varphi^3_{p1}) + \sigma_{b2}(\bar{\varphi}_{p2} - \varphi^3_{p2}) + \sigma_{b3}\bar{\varphi}_{p3}}{\sigma_{b1} + \sigma_{b2} + \sigma_{b3}}$$

Cu modulul de elasticitate $E_{ba\varphi}$ se calculează coeficientul de echivalență între cele două betoane pentru încărcări de lungă durată : $n_{b\varphi} = E_{ba}/E_{bp} = n_b/(1 + \Delta\varphi)$.

Cu ajutorul acestui coeficient se calculează caracteristicile geometrice ale secțiunii pentru încărcări de lungă durată.

Efectul restului de deformații specifice din contracție se ia în considerare ca o forță excentrică de compresiune asupra secțiunii compuse. Deoarece betonul precomprimat și-a epuizat contracția el va împiedeca betonul armat să se contracte astfel încît în acest beton vor apare întinderi. Valoarea acestei forțe este :

$$N_c = (\varepsilon^{II}_{ca} - \varepsilon^{II}_{cp})\, E_{ba\varphi} A_{ba}$$

Pierderea de tensiune din curgere lentă și contracție în toroane, respectiv în fascicole este :

$$\Delta\sigma^{II}_{T\varphi} = (\varepsilon^{II}_{clpT} + \varepsilon^{II}_{cpT})\, E_T ; \qquad (3)$$

$$\Delta\sigma^{II}_{F\varphi} = (\varepsilon^{II}_{clpF} + \varepsilon^{II}_{cpF})\, E_F ; \qquad (4)$$

iar efortul unitar în armătura pasivă este :

$$\Delta\sigma^{II}_{A} = (\varepsilon^{II}_{clpA} + \varepsilon^{II}_{cpA})\, E_A . \qquad (5)$$

După cum rezultă din relațiile (3), (4) și (5) pierderea de tensiune din curgere lentă din toroane este influențată de prezența fascicolelor, după cum și pierderea de tensiune din fascicole este influențată de prezența toroanelor pretensionate anterior.

Expresiile (3) și (4) pot fi aduse la forme prevăzute de [2], [3] și [4].

Pierderea de forţă de precomprimare în toroane este :

$$\Delta N_{To} = A_T\left[\Delta\sigma_{Ts} + \Delta\sigma^{II}_{T\varphi} + (\Delta\sigma_{Tr} - \Delta\sigma_{Tr3})\right] + A_A\Delta\sigma^{II}_{A} \quad (6)$$

Forţa de precomprimare din fascicole este :

$$\bar{N}_{Fo} = A_F\bar{\sigma}_{Fo}$$

cu

$$\bar{\sigma}_{Fo} = \sigma_{Fo} - (\Delta\sigma^{II}_{F\varphi} + \Delta\sigma_{Fr})$$

şi

$$\sigma_{Fo} = \sigma^{POST}_{Fp} + n_F\sigma^{F}_{bF} \quad (7)$$

Eforturile unitare în betonul precomprimat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt (fig. 4) :

$$\bar{\sigma}_{pi} = \sigma^{int}_{pi} + \sigma^{3}_{pi} + \sigma^{\wedge}_{pi} + \sigma^{c}_{pi} + \sigma^{usd}_{pi} + \sigma^{uld}_{pi}$$

$$\bar{\sigma}_{ps} = \sigma^{int}_{ps} + \sigma^{3}_{ps} + \sigma^{\wedge}_{ps} + \sigma^{c}_{ps} + \sigma^{usd}_{ps} + \sigma^{uld}_{ps}$$

Eforturile unitare în betonul armat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt :

$$\bar{\sigma}_{ai} = \sigma^{3}_{ai} + \sigma^{\wedge}_{ai} + \sigma^{c}_{ai} + \sigma^{usd}_{ai} + \sigma^{uld}_{ai}$$

$$\bar{\sigma}_{as} = \sigma^{3}_{as} + \sigma^{\wedge}_{as} + \sigma^{c}_{as} + \sigma^{usd}_{as} + \sigma^{uld}_{as}$$

Eforturile unitare în toroane, fascicole şi armătura pasivă sînt (fig. 4) :

$$\bar{\sigma}_{Tp} = \sigma^{int}_{Tp} - \left[\Delta\sigma_{Ts} + \Delta\sigma^{II}_{T\varphi} + (\Delta\sigma_{Tr} - \Delta\sigma_{Tr3})\right] + n_T(\sigma^{3}_{bT} + \sigma^{c}_{bT} + \sigma^{uld}_{bT} + \sigma^{usd}_{bT})$$

$$\bar{\sigma}_{Fp} = \sigma^{POST}_{Fp} - (\Delta\sigma^{II}_{F\varphi} + \Delta\sigma_{Fr}) + n_F(\sigma^{c}_{bF} + \sigma^{uld}_{bF} + \sigma^{usd}_{bF})$$

$$\bar{\sigma}_{A} = \sigma^{int}_{A} + n_A(\sigma^{3}_{bA} + \sigma^{\wedge}_{bA} - \sigma^{F}_{bA} + \sigma^{c}_{bA} + \sigma^{uld}_{bA} + \sigma^{usd}_{bA}) - \Delta\sigma^{II}_{A}$$

Notaţii

A_{ba} - aria secţiunii transversale a betonului armat;

A_{bi}, A_b - aria secţiunii compuse ideale, a secţiunii compuse ideale pentru încărcări de lungă durată;

I_{bi}, I_b - momentul de inerţie al secţiunii compuse ideale, al secţiunii compuse ideale pentru încărcări de lungă durată;

A_T, A_F, A_A - aria toroanelor, fascicolelor, armăturii pasive;

E_T, E_F, E_A, E_{bp}, E_{ba} - modulul de elasticitate al toroanelor, al fascicolelor, al armăturii pasive, al betonului precomprimat, al betonului armat;

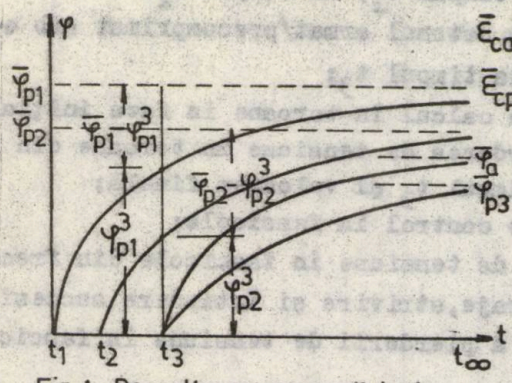


Fig. 1. Dezvoltarea curgerii lente

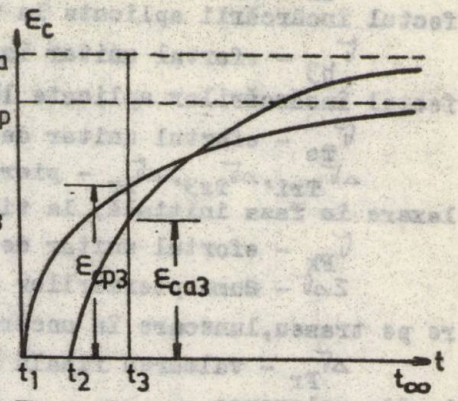


Fig. 2. Dezvoltarea contracției

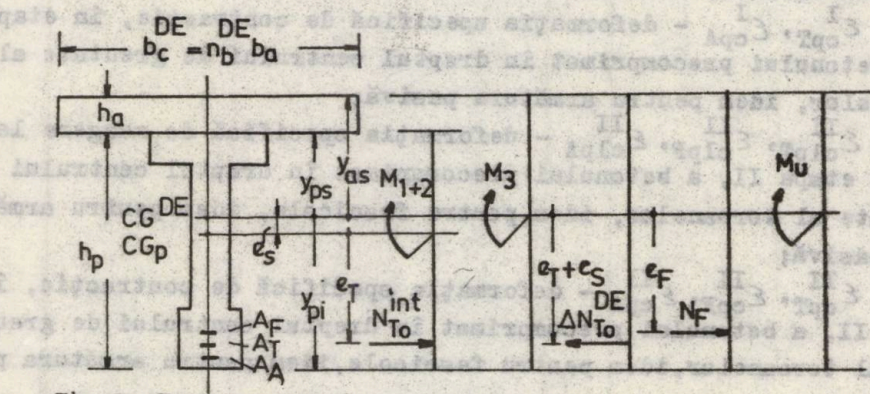


Fig. 3. Faza de dare în exploatare

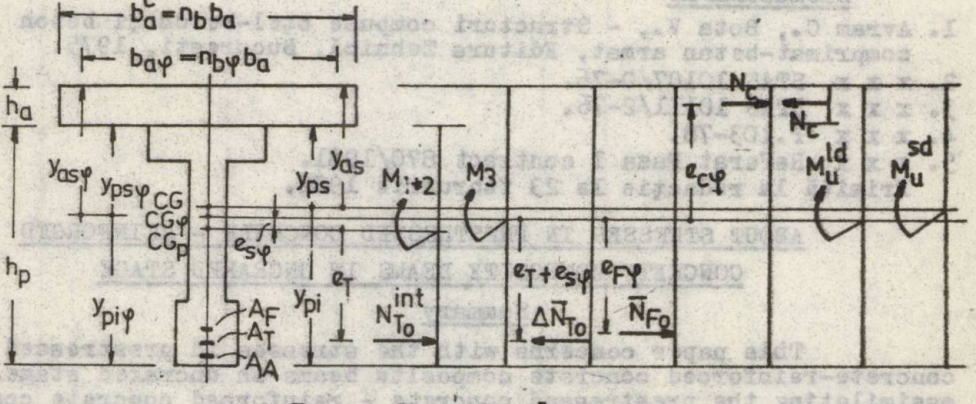


Fig. 4. Faza finală

σ_{b1}, σ_{b2} - efortul unitar în betonul precomprimat sub efectul încărcării aplicate la timpul t_1, la timpul t_2;

σ_{b3} - efortul unitar în betonul armat/precomprimat sub efectul încărcărilor aplicate la timpul t_3;

σ_{To} - efortul unitar de calcul în toroane în faza inițială;

$\Delta\sigma_{Tri}$, $\Delta\sigma_{Tr3}$, $\Delta\sigma_{Tr}$ - pierderea de tensiune în toroane din relaxare în faza inițială, la timpul t_3 și valoarea finală;

σ_{Fk} - efortul unitar de control în fascicole;

$\Sigma\Delta\sigma$ - suma pierderilor de tensiune în fascicole din frecare pe traseu, lunecare în ancoraje, strivire și întindere succesivă;

$\Delta\sigma_{Fr}$ - valoarea finală a pierderii de tensiune în fascicole din relaxare;

ε^{I}_{clpT}, ε^{I}_{clpA} - deformația specifică de curgere lentă, în etapa I, a betonului precomprimat în dreptul centrului de greutate al toroanelor, idem pentru armătura pasivă;

ε^{I}_{cpT}, ε^{I}_{cpA} - deformația specifică de contracție, în etapa I, a betonului precomprimat în dreptul centrului de greutate al toroanelor, idem pentru armătura pasivă;

ε^{II}_{clpT}, ε^{II}_{clpF}, ε^{II}_{clpA} - deformația specifică de curgere lentă, în etapa II, a betonului precomprimat în dreptul centrului de greutate al toroanelor, idem pentru fascicole, idem pentru armătura pasivă;

ε^{II}_{cpT}, ε^{II}_{cpF}, ε^{II}_{cpA} - deformația specifică de contracție, în etapa II, a betonului precomprimat în dreptul centrului de greutate al toroanelor, idem pentru fascicole, idem pentru armătura pasivă;

$$n_T = E_T/E_{bp};\ n_F = E_F/E_{bp};\ n_A = E_A/E_{bp}.$$

BIBLIOGRAFIE

1. Avram C., Bota V., - Structuri compuse oțel-beton și beton comprimat-beton armat, Editura Tehnică, București, 1975.
2. x x x STAS 10107/0-76.
3. x x x STAS 10111/2-76.
4. x x x P.103-78.
5. x x x Referat Faza I contract 870/1981.

Primită la redacție la 23 februarie 1982.

ABOUT STRESSES IN PRESTRESSED CONCRETE - REINFORCED CONCRETE COMPOSITE BEAMS IN UNCRAKED STAGE

Summary

This paper concerns with the stresses in prestressed concrete-reinforced concrete composite beams in uncraked stage, assimilating the prestressed concrete - reinforced concrete composite beams with steel-concrete composite beams.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

INFLUENTA CONTRACTIEI SI CURGERII LENTE ASUPRA EFORTURILOR UNITARE DIN ELEMENTELE COMPUSE BETON PRECOMPRIMAT - BETON ARMAT

Clipii T., Bota V., Deutsch I., Filimon I.

1. Introducere

Starea de eforturi unitare din elementele de beton precomprimat este influenţată de contracţia şi curgerea lentă a betonului prin modificarea forţei de precomprimare, modificare ce se produce prin intermediul pierderilor de tensiune.

In cazul elementelor compuse beton precomprimat-beton armat contracţia şi curgerea lentă introduce o stare de eforturi unitare suplimentară cauzată de valorile diferite ale contracţiei şi curgerii lente ale celor două betoane. Aceste diferenţe sînt cauzate de calitatea şi vîrsta diferită a celor două betoane.

Elementele compuse beton precomprimat-beton armat trec prin mai multe faze [4]:

- faza iniţială : transferul toroanelor;
- faza intermediară : imediat înaintea realizării conlucrării dintre cele două betoane;
- faza de postîntindere : pretensionarea eventualelor fascicole după realizarea conlucrării;
- faza de dare în exploatare;
- faza finală.

In dezvoltarea deformaţiilor specifice din contracţie şi curgere lentă există două etape [4]:

- sfîrşitul etapei I coincide cu faza intermediară;
- sfîrşitul etapei II coincide cu faza finală.

Deformaţiile specifice din contracţie şi curgere lentă ale celor două betoane, ce se dezvoltă în etapa II sînt cele care produc modificarea stării de eforturi unitare în secţiunile normale nefisurate ale elementelor din beton precomprimat-beton armat.

In figura 1 se prezintă deformaţiile specifice libere din curgere lentă şi contracţie, în etapa II, în ipoteza că nu este realizată conlucrarea dintre cele două betoane (cu preluarea notaţiilor din [4]).

Rezolvarea stării de eforturi unitare din elementele compuse beton precomprimat-beton armat se poate face prin metoda asimilării cu secţiunile compuse oţel-beton [1], [4]. Această metodă are un mecanism de calcul simplu dar are dezavantajul că nu ţine cont de faptul că între fibrele vecine, ale celor două betoane trebuie să existe egalitate de deformaţii. Luarea în considerare a acestei egalităţi conduce la interacţiunea deformaţiilor specifice.

2. Interacţiunea deformaţiilor specifice

Rezolvarea acestei interacţiuni se face prin aplicarea teoriei generale a eforturilor iniţiale [2]. Deformaţiile specifice rezultate în urma interacţiunii respectă ipoteza secţiunilor plane.

Deformaţia specifică, într-o fibră curentă y a secţiunii compuse, rezultată în urma interacţiunii este (fig. 1) : $\varepsilon^{plan} = \varepsilon_o + y\omega$ iar deformaţia specifică produsă de interacţiune este (fig. 1) : $\varepsilon^{INT} = \varepsilon_o + y\omega - \varepsilon$ unde : $\varepsilon_o = \bar{N}/E_{bp}A_{bi}$ este deformaţia specifică în dreptul centrului de greutate al secţiunii compuse ideale;

$\omega = \bar{M}/E_{bp}I_{bi}$ - rotaţia specifică a secţiunii transversale;

$\bar{N} = \int E\varepsilon dA$ - forţa axială fictivă corespunzătoare deformaţiilor specifice libere;

$\bar{M} = \int E\varepsilon y dA$ - momentul forţei N în raport cu centrul de greutate al secţiunii compuse ideale;

ε - deformaţia specifică liberă în fibra curentă.

Din cauza interacţiunii, într-o fibră curentă y a secţiunii compuse, rezultă un efort unitar: $\sigma^{INT} = E_{bp}(\varepsilon_o + y\omega - \varepsilon)$(fig. 2).

3. Determinarea stării de eforturi unitare în faza finală

Pierderile de tensiune din curgere lentă şi contracţie vor fi determinate de deformaţiile specifice obţinute în urma interacţiunii (fig. 1) şi sînt :

$$\Delta\sigma^{II}_{T\varphi} = (\varepsilon^{plan}_{clT} + \varepsilon^{plan}_{cT})E_T \; ; \; \Delta\sigma^{II}_{F\varphi} = (\varepsilon^{plan}_{clF} + \varepsilon^{plan}_{cF})E_F \quad (1) - (2)$$

iar efortul unitar în armătura pasivă este :

$$\Delta\sigma^{II}_{A} = (\varepsilon^{plan}_{clA} + \varepsilon^{plan}_{cA})E_A \quad (3)$$

Expresiile (1), (2) şi (3) pot fi aduse la forme prevăzute

de [5], [6] şi [7].

Pierderea de forţă de precomprimare din toroane se determină cu relaţia (6) din [4] utilizînd relaţiile (1) şi (3).

Forţa de precomprimare din fascicole se determină cu $\bar{N}_{Fo} = A_F \bar{\sigma}_{Fo}$, pentru determinarea lui $\bar{\sigma}_{Fo}$ utilizînd relaţia (2).

Eforturile unitare în betonul precomprimat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt (fig. 2-3) :

$$\bar{\sigma}_{pi} = \sigma^{int}_{pi} + \sigma^{3}_{pi} + \sigma^{\Delta}_{pi} + \sigma^{F}_{pi} + \sigma^{INTcl}_{pi} + \sigma^{INTc}_{pi} + \sigma^{u}_{pi}$$

$$\bar{\sigma}_{ps} = \sigma^{int}_{ps} + \sigma^{3}_{ps} + \sigma^{\Delta}_{ps} + \sigma^{F}_{ps} + \sigma^{INTcl}_{ps} + \sigma^{INTc}_{ps} + \sigma^{u}_{ps}$$

Eforturile unitare în betonul armat în fibra inferioară, respectiv în fibra superioară sînt (fig. 3) :

$$\bar{\sigma}_{ai} = \sigma^{3}_{ai} + \sigma^{\Delta}_{ai} + \sigma^{F}_{ai} + \sigma^{INTcl}_{ai} + \sigma^{INTc}_{ai} + \sigma^{u}_{ai}$$

$$\bar{\sigma}_{as} = \sigma^{3}_{as} + \sigma^{\Delta}_{as} + \sigma^{F}_{as} + \sigma^{INTcl}_{as} + \sigma^{INTc}_{as} + \sigma^{u}_{as}$$

Eforturile unitare în toroane , fascicole şi armătura pasivă sînt :

$$\bar{\sigma}_{Tp} = \sigma^{int}_{Tp}\left[-\Delta\sigma_{Ts} + \Delta\sigma^{II}_{T\varphi} + (\Delta\sigma_{Tr} - \Delta\sigma_{Tr3})\right] + n_T(\sigma^{3}_{bT} + \sigma^{u}_{bT})$$

$$\bar{\sigma}_{Fp} = \sigma^{POST}_{Fp} - (\Delta\sigma^{II}_{F\varphi} + \Delta\sigma_{Fr}) + n_F\sigma^{u}_{bF}$$

$$\bar{\sigma}_{A} = \sigma^{int}_{A} + n_A(\sigma^{3}_{bA} + \sigma^{\Delta}_{bA} - \sigma^{F}_{bA} + \sigma^{u}_{bA}) - \Delta\sigma^{II}_{A}$$

4. Exemplu de calcul

Pentru compararea celor două metode de calcul a fost aleasă grinda de pod din fig. 4 cu o deschidere de 14 m. S-au ales două variante de armare pentru a urmări şi influenţa gradului de precomprimare. In fig. 5 sînt prezentate diagramele de eforturi unitare în beton şi eforturile unitare din armături. Sînt prezentate de asemenea diagramele de eforturi unitare în beton din încărcările cu caracter permanent (DP) precum şi diagramele de eforturi unitare finale (DF).

5. Concluzii

In urma analizării rezultatelor aplicaţiei numerice se desprind următoarele concluzii :

- în cazul precomprimării puternice în elementul precomprimat starea de eforturi unitare este identică sub efectul încărcării totale, existînd diferenţe în privinţa betonului armat (diagrama DF);

- în cazul precomprimării puternice din cauza curgerii

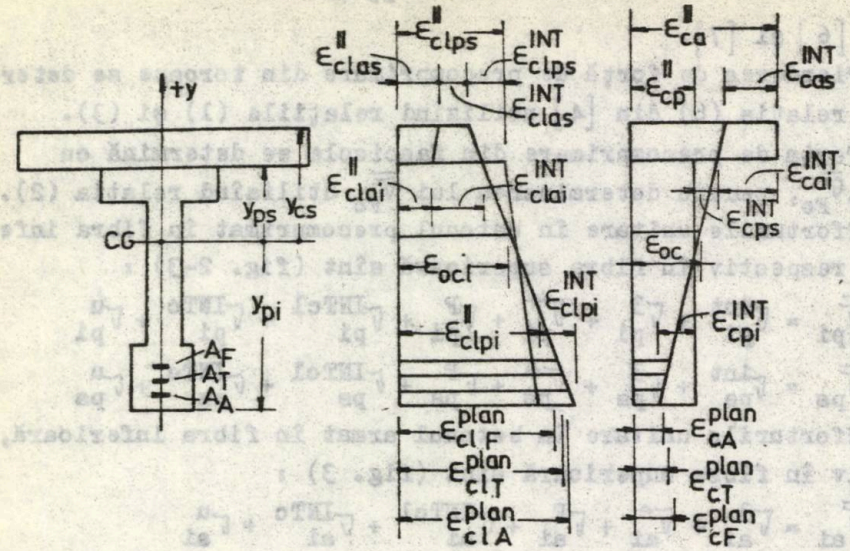


Fig.1. Deformații specifice de curgere lentă și contracție

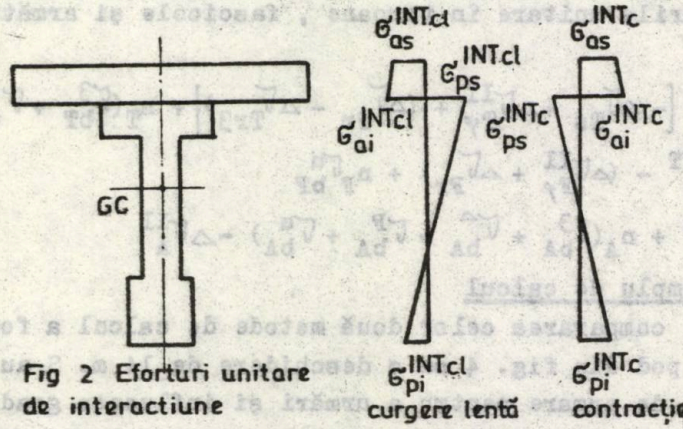


Fig 2 Eforturi unitare de interactiune — curgere lentă — contracție

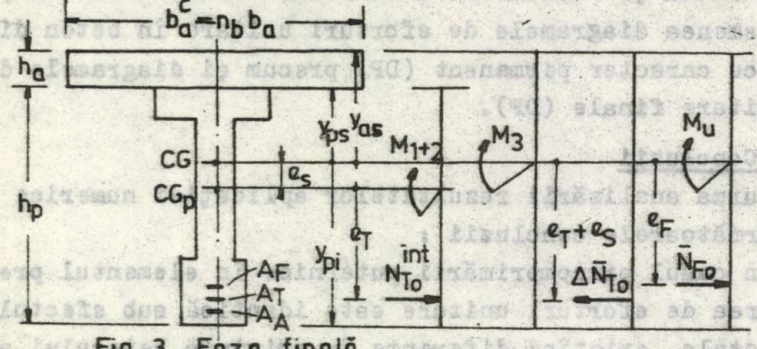
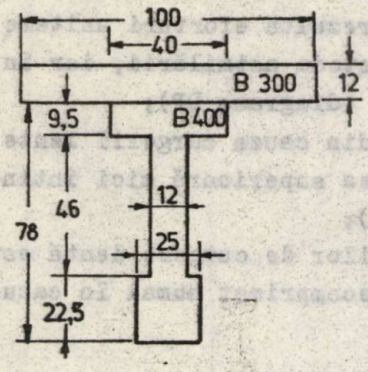


Fig.3. Faza finală



Momente încovoitoare: gr. proprie prec. M_p = 9.53 tm
placă beton arm. M_b = 6,63 tm
cale M_{cale} = 2,56 tm
convoi M_c = 30 tm

Varianta 1 de armare 12 TBP 12 + 6ϕ12 PC 52

Varianta 2 de armare 6 TBP 12 + 6ϕ16 PC 52

Fig. 4 Date inițiale pentru exemplul de calcul

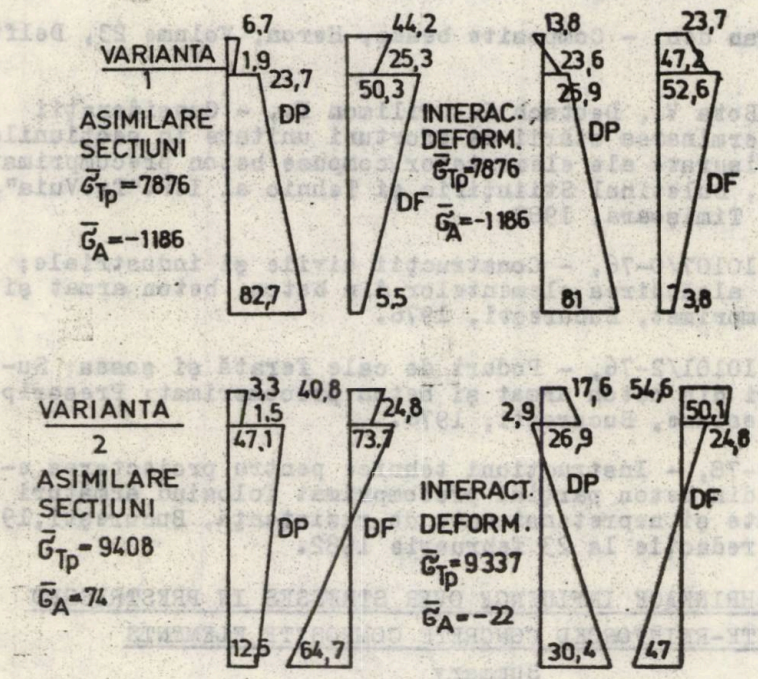


Fig. 5. Diagrame de eforturi unitare

lente în betonul armat pot apare întinderi în situaţia absenţei convoiului (diagrama DP), întinderi ce nu se evidenţiază în cazul metodei bazate pe asimilarea cu secţiunile compuse oţel-beton;

- în cazul precomprimării reduse rezultă eforturi unitare în betonul precomprimat mai mari prin metoda asimilării, iar în betonul armat eforturi unitare mai mici (diagrama DP);

- în cazul precomprimării reduse din cauza curgerii lente în beton precomprimat pot apare la partea superioară mici întinderi în absenţa convoiului (diagrama DP);

- efectul interacţiunii deformaţiilor de curgere lentă este puternic în betonul armat iar în cel precomprimat numai în cazul precomprimării reduse.

BIBLIOGRAFIE

1. Avram C., Bota V., - Structuri compuse oţel-beton şi beton precomprimat-beton armat, Editura Tehnică, Bucureşti, 1975.

2. Avram C., - Betonul armat - proiectarea şi dimensionarea secţiunilor, Editura Tehnică, Bucureşti, 1952.

3. Beukel A. van den, - Composite beams, Heron, Volume 23, Delft, 1978.

4. Clipii T., Bota V., Deutsch I., Filimon I., - Consideraţii privind determinarea stării de eforturi unitare în secţiunile normale nefisurate ale elementelor compuse beton precomprimat-beton armat, Buletinul Stiinţific şi Tehnic al I.P."Tr.Vuia", Tom 27(41), Timişoara, 1982.

5. * * * STAS 10107/0-76, - Construcţii civile şi industriale; Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi beton precomprimat, Bucureşti, 1976.

6. * * * STAS 10101/2-76, - Poduri de cale ferată şi şosea; Suprastructuri din beton armat şi beton precomprimat; Prescripţii de proiectare, Bucureşti, 1976.

7. * * * P.103-78, - Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea elementelor din beton parţial precomprimat folosind armături pretensionate şi nepretensionate de rezistenţă, Bucureşti,1978.

Primită la redacţie la 23 februarie 1982.

CREEP AND SHRINKAGE INFLUENCE OVER STRESSES IN PRESTRESSED CONCRETE-REINFORCED CONCRETE COMPOSITE ELEMENTS

Summary

The stresses in prestressed concrete-reinforced concrete composite elements are influenced by the different creep and shrinkage of the prestressed and reinforced concrete. There is presented a method wich takes into accont the interdependence between prestressed and reinforced strains. This method is compared with steel-concrete composite elements assimilating method though the bridge beam calculation [1], [4].

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutul politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

UNELE ASPECTE PRIVIND CERCETAREA TERENULUI DE FUNDARE PRIN METODA PENETRARII CU CON

Gruia Agneta, Păunescu M.

1. Introducere

Cercetarea terenurilor "in situ" prin metoda penetrării cu con a luat amploare în ţara noastră îndeosebi în ultimii ani, odată cu extinderea procedeelor de îmbunătăţire ale terenurilor slabe de fundare, fiind utilizată la testarea calităţii acestor lucrări [2] în vederea stabilirii eficienţei compactării (materializată prin îmbunătăţirea caracteristicilor geotehnice ale terenului) stabilirea omogenităţii compactării pe amplasament şi a adîncimii pînă la care se resimte efectul acesteia.

Metodele de îmbunătăţire ale terenurilor în adîncime promovate de Catedra de drumuri şi fundaţii din cadrul Institutului politehnic "Traian Vuia" din Timişoara, se bazează pe tehnica vibrării [4] dintre care se menţionează: îmbunătăţirea de adîncime cu coloane din balast vibropresate, îmbunătăţirea prin vibroînţepare, iar în ultimul timp s-a experimentat cu mult succes şi compactarea de adîncime cu ajutorul unor ploturi ştanţate prin vibropresare [3].

2. Penetrometre utilizate pentru testarea calităţii terenurilor

Verificarea calităţii lucrărilor de îmbunătăţire s-a efectuat prin sondaje de penetrare executate cu penetrometrul static hidraulic, cu penetrometrul dinamic uşor şi cu penetrometrul dinamic mijlociu şi greu cu acţionare mecanică.

Penetrometrul static hidraulic de 100 kN tip INCERC montat pe un autolaborator al Catedrei de drumuri şi fundaţii s-a utilizat în două variante: în varianta originală cu con avînd suprafaţa de 10 cm^2 şi varianta modificată cu con de 15 cm^2 şi o manta

de 50 cm lungime aşezată deasupra conului pentru evidenţierea feţei de frecare laterală, modificare care a permis mărirea adîncimii de investigare prin eliminarea frecării pe manşeua de protecţie a tijelor.

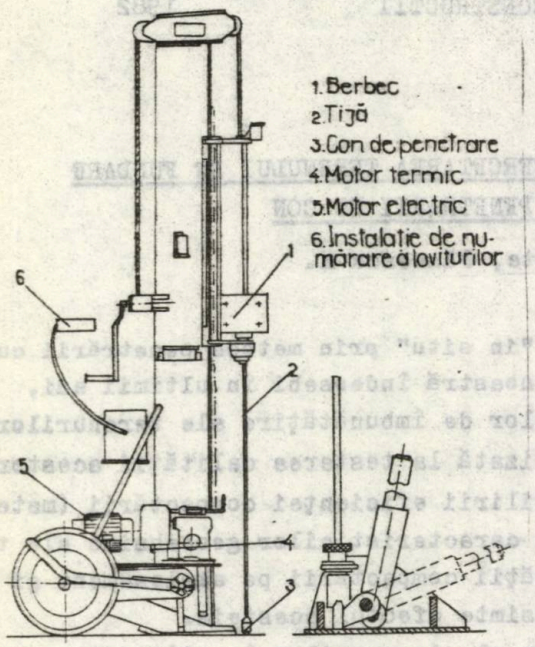


Fig.1 Penetrometrul dinamic mijlociu şi greu cu acţionare mecanică (a) şi extractorul cu con şi bile (b).

Datele primare constînd din presiunea pe con şi presiunea totală necesară înfigerii penetrometrului s-au înregistrat la interval de 10 cm, date pe baza cărora s-a determinat rezistenţa la penetrare pe con (R_p) şi forţa de frecare laterală (F_l).

Sondajele de penetrare dinamică s-au efectuat cu penetrometrul dinamic uşor acţionat manual, conform normativului C_{176-75} şi cu penetrometrul dinamic mediu-greu (PDM-G, fig.1a) cu acţionare mecanică, realizate în cadrul Catedrei de drumuri şi fundaţii, caracteristicile acestora fiind înscrise în tabelul 1.

Caracteristicile penetrometrelor dinamice **Tabelul 1**

Tipul penetrometrului dinamic cu con	Caracteristicile penetrometrului				
	Diametru con mm	Masa berbec kg	Înălţime de căderе cm	Unghiul conului grade	Diametru tijă mm
Uşor - PDU	35,6	10	50	90	22
Mijlociu - PDM	43,7	35	50	90	32
Greu - PDG	43,7	50	50	90	32

Penetrometrul dinamic mijlociu şi greu este realizat sub forme unui singur aparat la care berbecul are masa de 35 kg, corespunzătoare penetrometrului dinamic mijlociu şi care prin adăugarea a două elemente adiţionale ajunge la masa de 50 kg, corespunzătoare penetrometrului dinamic greu.

3. Testarea calităţii terenurilor îmbunătăţite

Pentru verificarea calităţii lucrărilor de îmbunătăţire ale terenurilor se execută două serii de sondaje de penetrare: penetrări martor în terenul natural, notate cu exponent "m" şi penetrări de control în terenul îmbunătăţit, notate cu exponent "c".

Compararea diagramelor de penetrare de control cu diagramele martor permite determinarea adîncimii pînă la care se resimte influenţa compactării, dînd şi o imagine calitativă asupra îmbunătăţirii terenurilor prin creşterea rezistenţei la penetrare statică R_p sau a numărului de lovituri N_{10}.

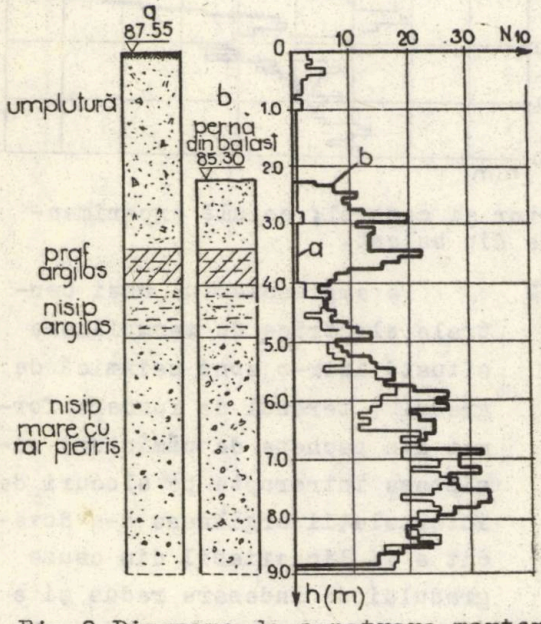


Fig.2 Diagrama de penetrare martor (a) şi control (b).

In figura 2 este prezentată diagrama de penetrare dinamică efectuată în terenul natural (diagrama "a") pe amplasamentul unui bloc de locuinţe cu parter plus 10 niveluri la care s-a adoptat soluţia de fundare directă pe o pernă din balast realizată pe grosime de 1,20 m după excavarea stratului de umplutură. Perna din balast nefiind compactată corespunzător s-a indicat compactare ulterioară cu coloane din balast. Diagrama de penetrare "b", efectuată după această compactare indică îmbunătăţirea terenului pe adîncime de 6 m, egală cu lungimea coloanelor.

Un alt exemplu se referă la amplasamentul unui combinat industrial; terenul de fundare format din pachete de nisipuri mijlocii şi fine, uniforme (U_n=1,2o-3,12) cu intercalaţii de nisipuri prăfoase aflate în stare afînată sau de îndesare medie, a impus experimentarea unor lucrări de compactare de adîncime în vederea alegerii soluţiei optime în funcţie de specificul fiecărui obiect de pe platforma combinatului. Verificarea calităţii lucrărilor s-a făcut prin penetrare statică şi dinamică cu PDU, în figura 3 fiind prezentate rezultatele unor testări.

Din analiza diagramelor rezultă îmbunătăţirea netă a terenului de fundare prin trecerea nisipului în domeniul îndesat, R_p

cuprins între 120-200 daN/cm^2, fiind evidenţiată foarte clar şi adîncimea pînă la care se resimte influenţa compactării.

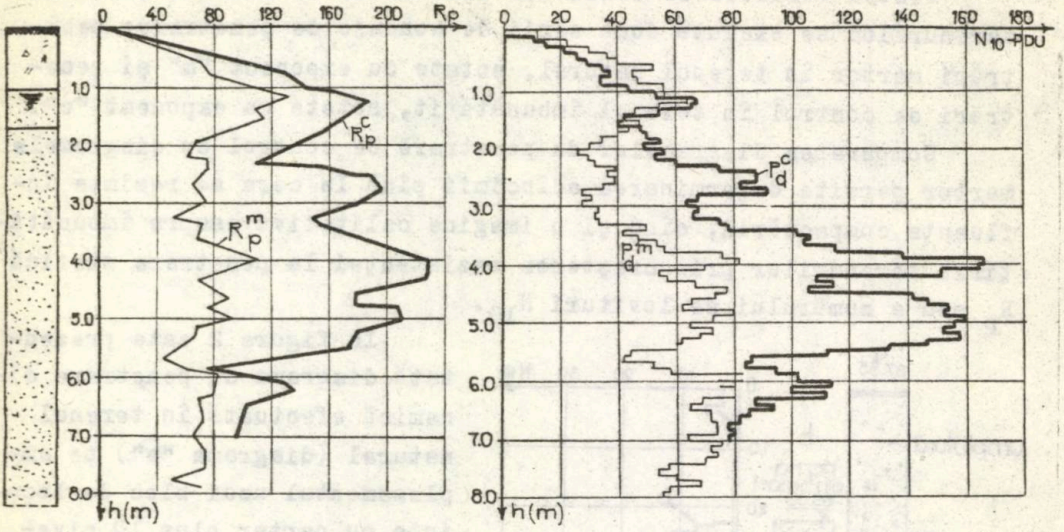


Fig.3 Diagrame de penetrare martor şi control; celulă experimentală compactată cu coloane din balast.

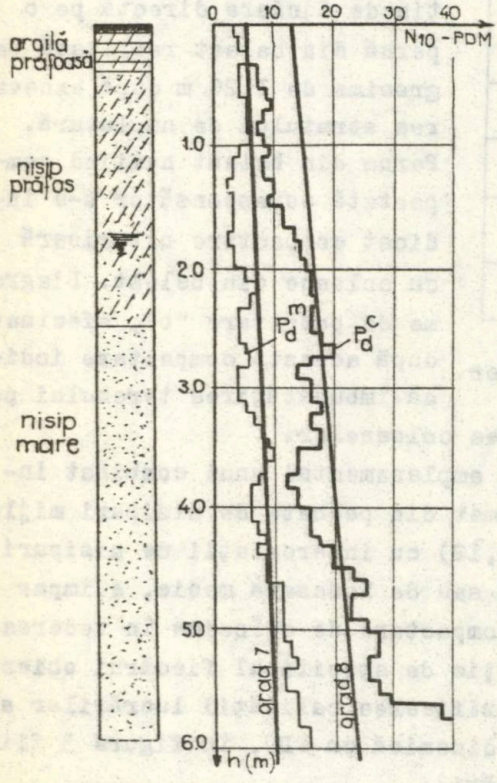


Fig.4 Diagrame de penetrare şi etalon pentru aprecierea lichefiabilităţii.

Pe amplasamentul unei centrale electrice de termoficare situată într-o zonă seismică de gradul 7 terenul de fundare format din pachete de pămînturi nisipoase întrerupte pe alocuri de intercalaţii argiloase s-a dovedit a fi lichefiabil din cauza gradului de îndesare redus şi a nivelului ridicat a apelor subterane. Pentru reducerea potenţialului de lichefiere s-au efectuat compactări de adîncime. In figura 4 sînt prezentate diagramele de penetrare medii martor şi control executate cu penetrometrul dinamic mediu - PDM peste care s-au suprapus diagramele etalon, obţinute pe baza unor studii efectuate de Ishihara cu penetrometrul standard - SPT şi adaptate la PDM [6] .

Din analiza diagramei martor rezultă că nisipurile sînt lichefiabile la seism de intensitate mare. După compactarea de adîncime prin vibroînţepare rezultă că nisipurile nu mai sînt lichefiabile la gradul 7 de intensitate seismică, fiind lichefiabile la gradul 8 pînă la adîncimea de 4,5 m.

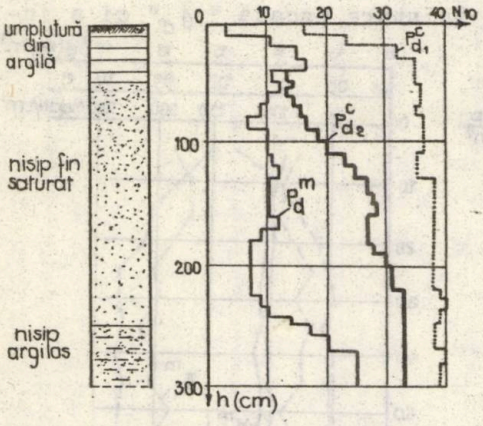


Fig.5 Diagrame de penetrare în teren compactat cu ploturi.

Pentru compactarea în adîncime a terenului de fundare la un bloc de locuinţe cu parter plus patru niveluri realizat din panouri mari şi fundaţii prefabricate s-au utilizat ploturi vibropresate aşezate la distanţă de 1,20 m interax. In figura 5 sînt prezentate diagramele de penetrare, diagrama $P^c_{d_1}$ fiind diagramă de penetrare de control executată în corpul plotului, iar $P^c_{d_2}$ la jumătatea distanţei dintre ele. Se remarcă o îndesare foarte bună a nisipului din terenul natural precum şi a balastului din corpul plotului.

4. Interpretarea datelor penetrării

Diagramele de penetrare martor şi control au servit pentru aprecierea unor caracteristici geotehnice ale terenului înainte şi după compactarea de adîncime.

4.1. Penetrare statică

In cazul penetrării statice prelucrarea şi interpretarea datelor primare s-a efectuat în conformitate cu instrucţiunile C 159-73.

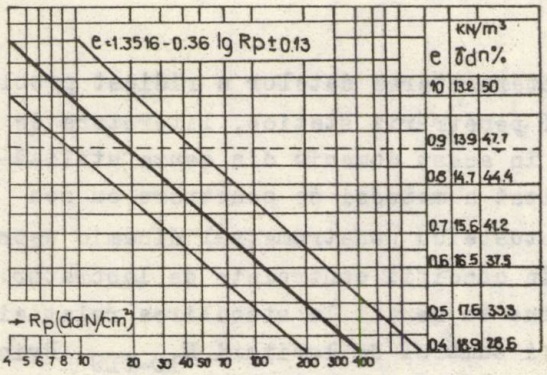


Fig.6 Grafic pentru determinarea caracteristicilor γ_d, n şi e.

Greutatea volumică în stare uscată "γ_d", porozitatea "n" şi indicele porilor "e" s-au determinat cu graficul din fig.6.

Modulul de deformaţie edometric „M" s-a calculat cu relaţia:

$$M = \alpha R_p \qquad (1)$$

unde:

α = 1,5 pentru nisipuri cu $R_p > 45$ daN/cm^2;

$2 < \alpha < 5$ pentru nisipuri argiloase şi argile compacte cu $15 < R_p < 30$ daN/cm^2;

$5 < \alpha < 10$ pentru argile moi cu $R_p < 10$ daN/cm^2.

In figura 7 sînt prezentate diagramele de penetrare martor şi control cu domeniul de variaţie a valorilor R_p^c în cazul unei compactări cu coloane de balast şi diagramele de variaţie a modulului edometric "M" a greutăţii volumice în stare uscată "γ_d" şi a indicelui porilor "e".

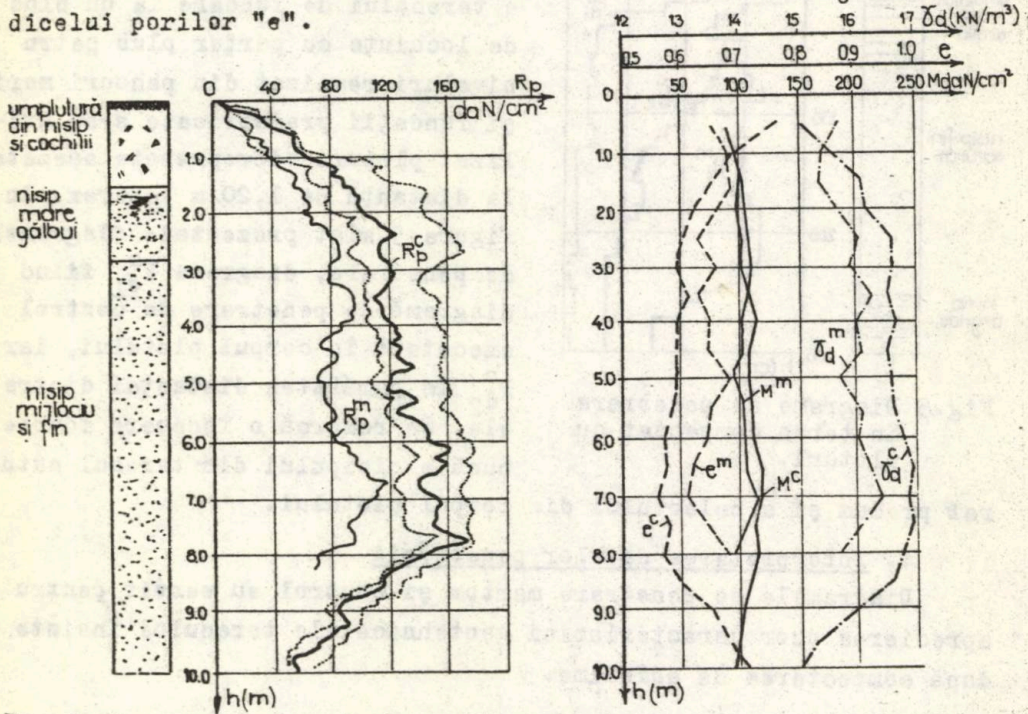


Fig.7 Diagrame de penetrare martor, control şi variaţia unor caracteristici geotehnice ale terenului.

Din compararea caracteristicilor geotehnice ale terenului înainte şi după compactare rezultă îmbunătăţirea evidentă a acestora cu valori cuprinse între 10-20%.

4.2. Penetrare dinamică

La penetrarea dinamică interpretarea datelor a ridicat probleme mai dificile decît în cazul penetrării statice, literatura de specialitate fiind mai săracă în acest domeniu din cauza utilizării anterioare în mod mai limitat a metodei de penetrare cu con

Studii experimentale efectuate cu penetrometrul dinamic uşor PDU şi cu penetrometre model în condiţii controlate de laborator pe nisipuri mijlocii şi fine au servit la stabilirea relaţiei dintre gradul de îndesare I_D şi numărul de lovituri N_{10-PDU}. Prin prelucrarea statistică a datelor s-a obţinut relaţia 2, reprezen-

tată grafic în figura 8.

$$\log I_D\% = 0{,}554 \log N_{10} + 0{,}98 \pm 0{,}25 \qquad (2)$$

Pentru determinarea corectă a gradului de îndesare, N_{10} din relaţia 2 trebuie să fie reprezentativ pentru stratul respectiv, adică să nu fie afectat de factorii de influenţă [5], ca de exemplu adîncime, frecare laterală etc.

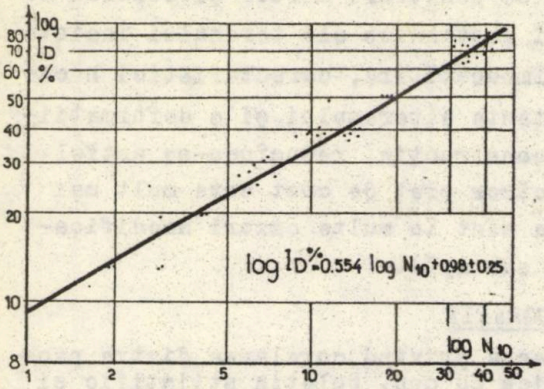


Fig.8 Dependenţa dintre gradul de îndesare şi N_{10-PDU} la nisip mijlociu şi fin.

Gradul de îndesare serveşte la determinarea presiunii convenţionale a pămînturilor necoezive conform prescripţiilor (STAS 8316/77), fiind în acest fel foarte utilă, utilitate accentuată şi de imposibilitatea recoltării, în majoritatea cazurilor a probelor netulburate din nisipuri, necesare determinării gradului de îndesare în laborator.

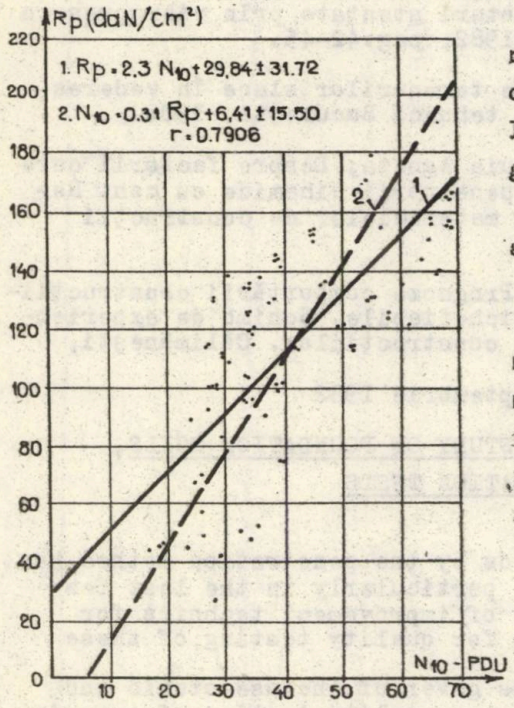


Fig.9 Diagramele de legătură N_{10}, R_p.

Volumul mare de sondaje de penetrare dinamică în nisipuri mijlocii şi fine [1] a permis stabilirea legăturii dintre R_p şi N_{10-PDU}, figura 9.

In mod simplificat se poate accepta relaţia:

$$R_p = 2{,}03 \cdot N_{10-PDU} \qquad (3)$$

Relaţia (3) a permis determinarea unor caracteristici ale terenului pe baza sondajului de penetrare dinamică prin utilizarea relaţiilor corespunzătoare penetrării statice, conform punctului 4.1.

5. Concluzii

Verificarea calităţii lucrărilor de îmbunătăţire ale terenurilor slabe se poate efectua în condiţii bune prin sondaje de penetrare statică şi dinamică cu con.

Din analiza comparativă a diagramelor de penetrare martor şi control rezultă adîncimea pînă la care se resimte influenţa com-

pactării precum şi îmbunătăţirea terenului de fundare prin creşterea rezistenţei la penetrare R_p sau a numărului de lovituri N_{10}.

In funcţie de rezistenţele de penetrare martor şi control se pot aprecia unele caracteristici geotehnice ale terenului înainte şi după efectuarea lucrării de îmbunătăţire, caracteristici necesare aprecierii capacităţii portante a terenului şi a deformaţiilor sub sarcinile transmise de construcţie, reducîndu-se astfel numărul forajelor de control a căror preţ de cost este mult mai ridicat, iar constatările făcute sînt în multe cazuri needificatoare (cazul nisipurilor aflate sub apă).

BIBLIOGRAFIE

1. Gruia Agneta; Unele aspecte privind corelarea dintre penetrarea statică şi dinamică cu con. Buletin ştiinţific şi tehnic al I.P.Timişoara Tom 24(38) 1979.

2. Gruia Agneta; Contribuţii la cercetarea terenului "in situ" prin metoda penetrării dinamice cu con. Teza de doctorat. Timişoara, 1979, conducător ştiinţific M.Păunescu.

3. Păunescu M., Marin M.; Soluţii noi de consolidare a terenurilor slabe folosind ploturi ştanţate prin vibropresare. Revista Construcţii nr.9/1982, pag.42-45.

4. Păunescu M.; Imbunătăţirea terenurilor slabe în vederea fundării directe. Editura tehnică Bucureşti, 1980.

5. Păunescu M., Gîdea A., Gruia Agneta; Despre factorii care influenţează rezultatele penetrării dinamice cu con. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr.8/1966, pag.426-436.

6. Perlea V., Perlea Maria; Prognoza comportării construcţiilor fundate pe depozite lichefiabile. Schimb de experienţe. Comportarea in situ a construcţiilor. Călimăneşti, 28-30 sept. 1978.

Primită la redacţie la 15 septembrie 1982

SOME ASPECTS CONCERNING THE STUDY OF FOUNDATION SOILS, USING CONE PENETRATION TESTS

Summary

In situ exploration of grounds by the penetration method has become widespread in our country, particularly in the last few years, along with the development of improvement technics for weak foundation soils and is used for quality testing of these operations.

In the paper a description is giver of the use static and dynamic penetration soundings for the quality testing of grounds improved by means of ballast columns, vibrothrusting and plots, used to increase bearing capacity of the foundation soil or reduce the liquefaction of sand located in seismic zones.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

CERCETARI EXPERIMENTALE PRIVIND INDUSTRIALIZAREA FUNDAŢIILOR PENTRU CLADIRI CIVILE-MODULE SPATIALE PREFABRICATE

Păunescu M., Marin M., Roşa Sidonia,
Iorga Elena, Mihăescu Constantina

1. Considerente generale

Avînd în vedere faptul că ritmul de creştere al lucrărilor de construcţii nu poate fi egalat de ritmul de asigurare cu cadre calificate de muncitori, se impune conceperea, proiectarea, experimentarea şi apoi aplicarea în execuţie a unor soluţii care să ridice productivitatea muncii, să micşoreze timpul de execuţie şi să scadă consumul de manoperă.

Aceste considerente precum şi dezideratul de industrializare a lucrărilor ciclului zero, au stat la baza programului de cercetare din cadrul Filialei Timişoara a ICCPDC Bucureşti, al colectivului de autori de la Catedra de drumuri şi fundaţii a Facultăţii de construcţii din Timişoara.

Experienţa acumulată în ţara noastră [4], [5], [6], [7] şi în străinătate [1], [8] a confirmat avantajele tehnologice şi economice de utilizare a elementelor prefabricate în fundaţii, în scopul ridicării gradului de industrializare a lucrărilor aferente infrastructurii.

In scopul realizării unui înalt grad de industrializare s-a ajuns la sistemul de folosire a modulelor spaţiale, ca reprezentînd o etapă superioară în procesul industrializării lucrărilor ciclului zero, sistem care se prezintă în lucrarea de faţă.

2. Prezentarea soluţiei constructive

Pentru concepţia şi proiectarea soluţiei modulelor spaţiale cu secţiuni închise, folosite la prefabricarea infrastructurii, s-a folosit secţiunea Db 3a proiectului tip T 744 cu suprastructura din panouri mari şi secţiuni ale proiectelor ICIM Braşov,

care folosesc elemente spaţiale la suprastructură[2],[3].

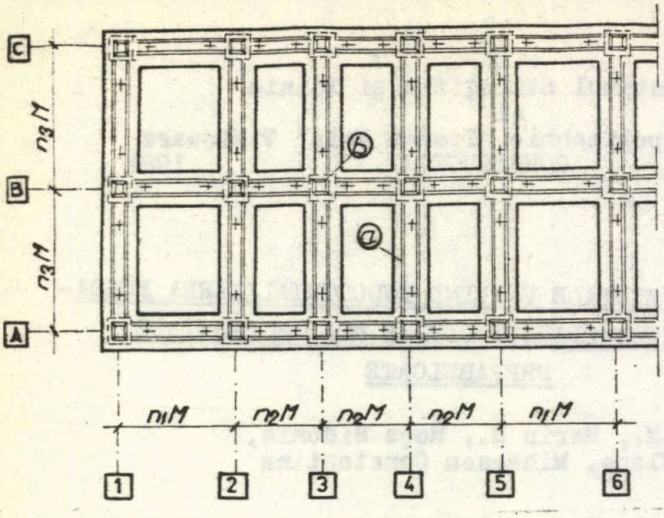


Fig.1. Tălpi pentru fundaţii continue: a)talpa fundaţiei continuă realizată monolit; b) gol pentru efectuarea legăturii talpă-elevaţie.

Tapla fundaţiei este continuă realizată din beton simplu monolit şi în cazuri bine justificate din elemente din beton armat prefabricate. La partea superioară se prevede un profil longitudinal în care se montează modulele spaţiale pentru elevaţii. La intersecţia axelor principale ale construcţiei, sînt prevăzute goluri de forma unui trunchi de piramidă, cu baza mare în jos, în scopul realizării îmbinărilor dintre talpă şi elevaţie (fig.1).

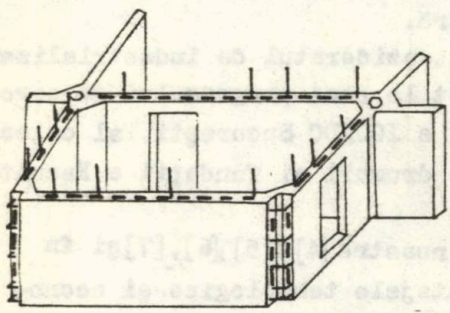


Fig.2.Modul spaţial pentru elevaţia fundaţiilor continue, varianta 2 (greut.max. 12930 kg,gabarit 4,56x3,76m)

Elevaţia- pereţii subsolului se execută din module spaţiale cu secţiuni închise, dispuse în şah şi elemente plane prefabricate pentru completarea secţiunii orizontale. Modulele spaţiale sînt alcătuite din patru pereţi, aceştia formînd o casetă (fig.2).

Planşeul peste subsol se compune din plăci mari prefabricate.

3. Consideraţii privind alcătuirea îmbinărilor

Imbinările sînt concepute astfel încît să asigure un grad de monolitism capabil să preia toate eforturile care apar în zona respectivă.

Pentru monolitizările verticale s-a adoptat sistemul de îmbinare cu bucle (fig.3 a; fig. 3b; fig. 3c). Armarea verticală se realizează cu carcase confecţionate din bare şi etrieri, care merg continuu pe toată înălţimea infrastructurii (fig.4).

Imbinarea orizontală dintre talpă şi module spaţiale se

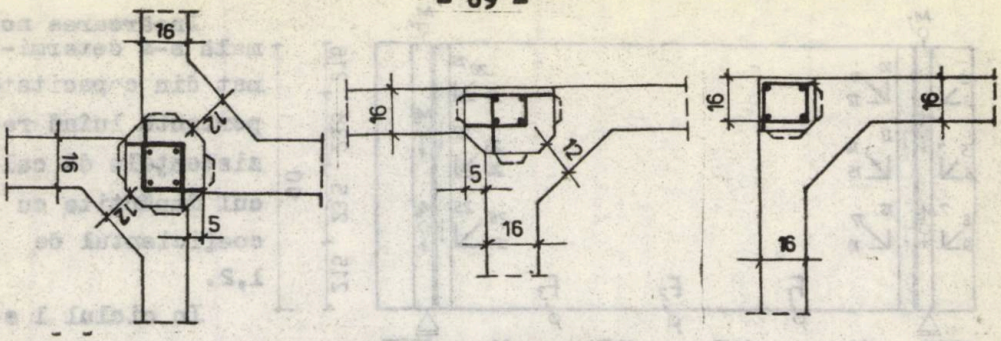


Fig.3. Tipuri de îmbinări : a) îmbinare în cruce; b) îmbinare în "T"; c) îmbinare în colţ.

face prin subbetonare, întrucît sînt prevăzute sisteme de calare în fiecare modul spaţial separat. La nivelul cotei zero continuitatea cu suprastructura se execută funcţie de sistemul constructiv al acesteia.

Imbinările verticale sînt realizate în zona muchiilor modulelor spaţiale prin crearea de stîlpişori din beton turnat în spaţiile verticale formate la montaj.

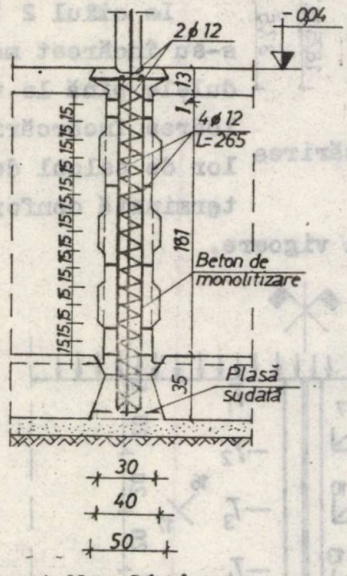


Fig.4.Monolitizare veticală (secţiune)

4. Cercetări experimentale

Programul experimental cuprinde încercări asupra modulelor M_1 şi M_2(fig.5; fig.6) executate în scară redusă, încercate în laboratorul Catedrei de drumuri şi fundaţii din Timişoara.

S-a testat capacitatea portantă la forfecare şi încovoiere a îmbinărilor dintre modulele spaţiale prefabricate.

S-a plecat de la faptul că proprietăţile de deformare şi încărcare cu eforturi a diagramelor infrastructurii încovoiate şi forfecate sînt guvernate în principal de caracteristicile modulelor spaţiale dar mai ales de comportarea legăturilor, care dictează în bună măsură capacitatea de rezistenţă a diafragmelor infrastructurii. Redarea distribuţiei eforturilor în îmbinare nu este uşoară datorită multitudinii de factori care o influenţează (caracteristicile materialelor, condiţii de rezemare, modul de rezolvare a legăturilor etc).

Solicitarea modulelor s-a făcut în mai multe cicluri de încărcare-descărcare conform STAS 6657/1-76.

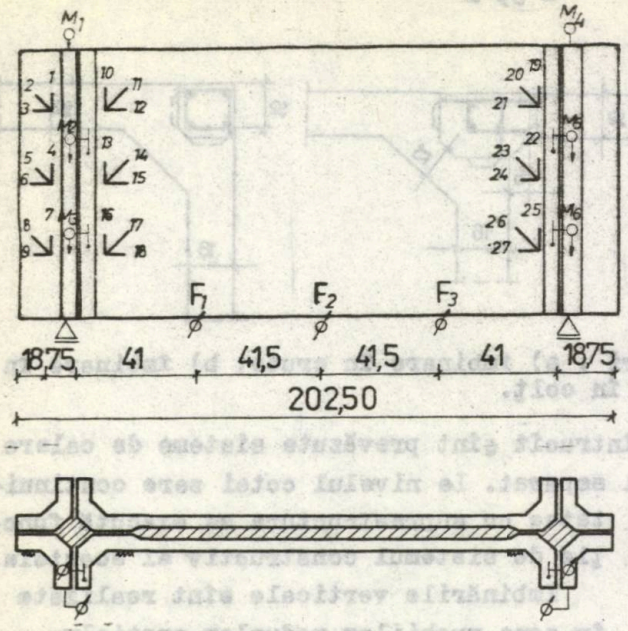


Fig.5.Echiparea modelului M_1 pentru urmărirea deplasărilor şi deformaţiilor.

Încărcarea normală s-a determinat din capacitatea portantă luînd rezistenţele de calcul împărţite cu coeficientul de 1,2.

In ciclul 1 s-a mers pînă la valoarea încărcării normate stabilite prin calcul.

La ciclul 2 s-au încărcat modulele pînă la valoarea încărcărilor de calcul determinată conform normativului P 101-78 şi STAS-urilor în vigoare.

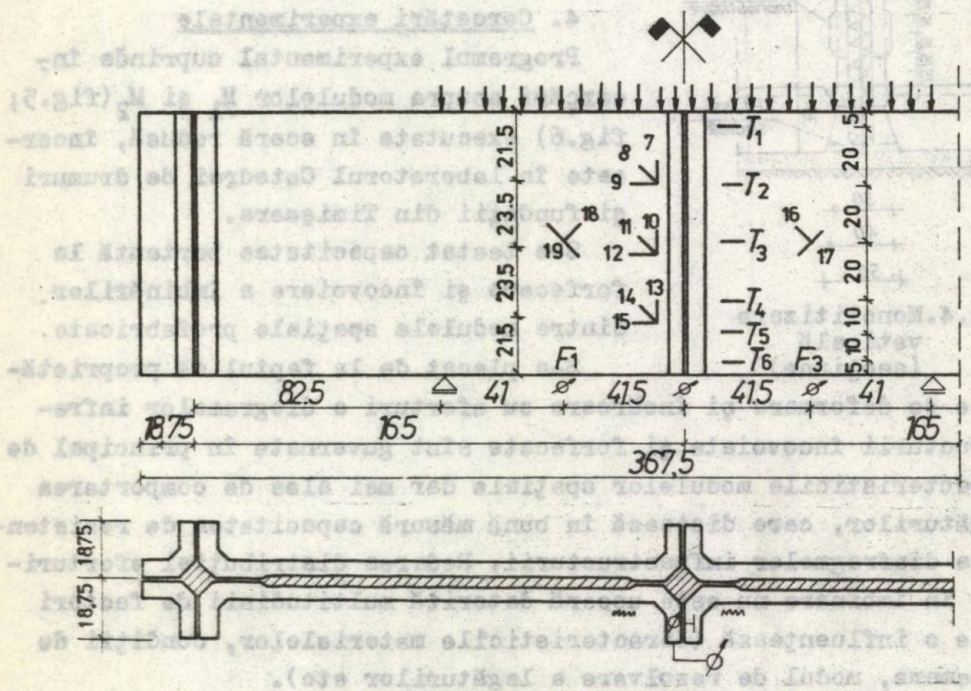


Fig.6.Echiparea modelului M_2 pentru urmărirea deplasărilor şi deformaţiilor.

La ciclul 3 s-a mers pînă la ruperea modulelor prin colaps.

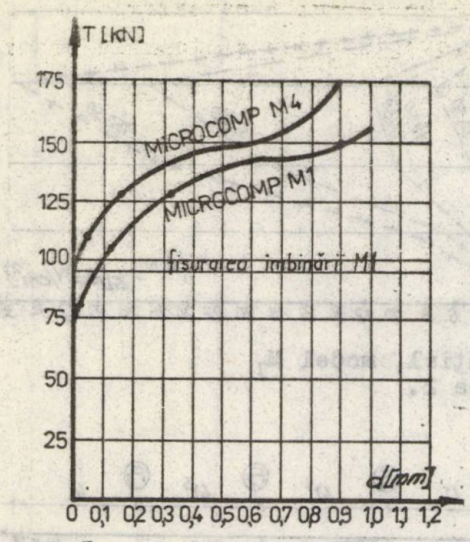


Fig.7.Diagramă forţă tăietoare (T) şi deformaţie (d).

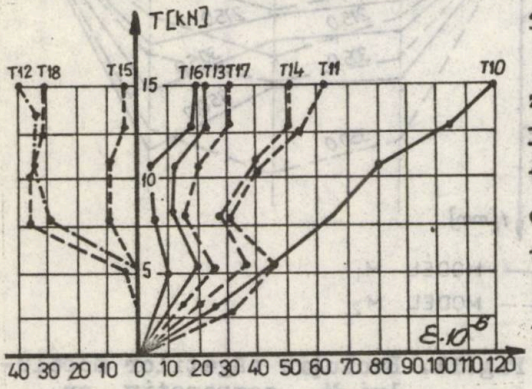


Fig.8 Diagramele forţă tăietoare (T) deformaţie (d).

Prin prelucrarea datelor obţinute în diversele trepte de încărcare s-au trasat curbele de distribuţie a eforturilor tangenţiale şi evoluţia deformaţiilor din beton şi armătură. In fig.7 sînt prezentate diagramele T-d (forţă-tăere-deplasare) care pun în evidenţă comportarea îmbinărilor la acţiunea solicitărilor tangenţaile.

Deformaţiile betonului în zona îmbinărilor sînt arătate în fig.8 şi fig.9.

Deformaţiile armăturii din zona îmbinărilor sînt arătate în fig.10.

Evoluţia săgeţilor este prezentată în fig.11, iar în tabelul nr.1 sînt redate valorile teoretice calculate comparativ cu valorile obţinuţe experimental, pe modelul M_1.

Din analiza rezultatelor obţinute se constată :

- sub acţiunea încărcărilor normate şi devcalcul modelul M_1 a ayut o comportare rigid elastică la toate ciclurile de încărcare. Se poate spune că soluţia de îmbinare folosită prezintă o rigiditate mai mare decît în cazul panourilor plane prefabricate [6];

- rezistenţa la forfecare a îmbinărilor a fost influenţată de efectul de pană datorită schemelor de încărcare folosite ;

- nu au apărut fisuri sub încărcările normate şi de calcul;

- în baza măsurătorilor privind deformaţiile armăturilor din îmbinare, a rezultat o foarte bună conlucrare între betonul de monolitizare şi betonul din elementele prefabricate, fapt ce se datoreşte în bună măsură, soluţiei de îmbinare aleasă folosirea unei frete orizontale şi a alveolelor care au permis o distribuţie uniformă a eforturilor.

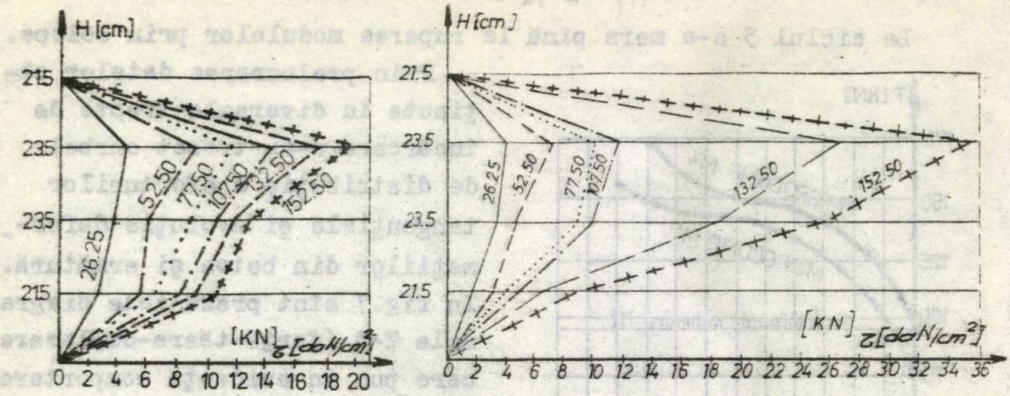


Fig.9.Distribuţia efortului tangenţial, model M_1
a) îmbinarea 1 ; b) îmbinarea 2.

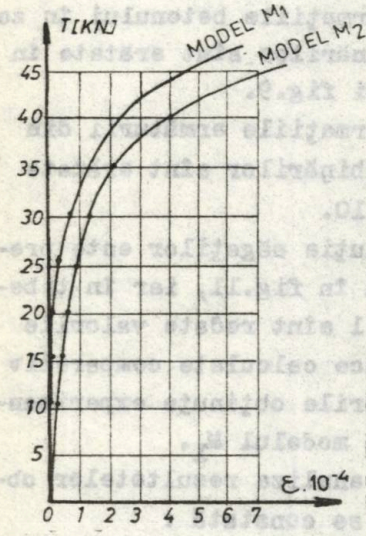


Fig.lo. Evoluţia deformaţiilor în armături din îmbinări pentru modelul M_1 şi M_2.

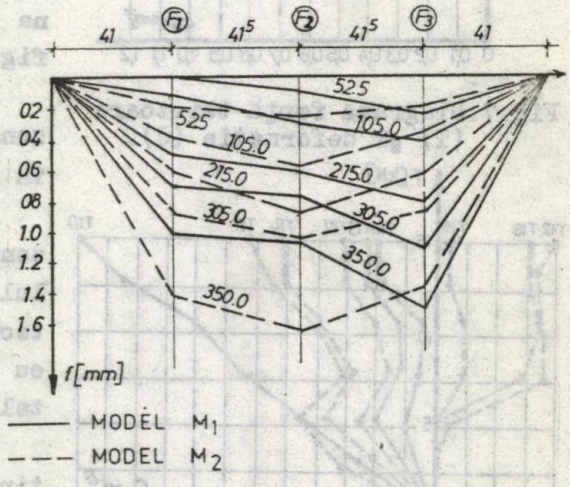


Fig.11. Evoluţia săgeţilor modelului M_2 comparativ cu cele ale modelului M_1.

Tabelul 1

Comparaţie între valorile teoretice şi experimentale pentru modelul M

Valori teoretice (kN)		Valori experimentale
Conform P 101-78	Conform relaţiei lui Pommeret	
97,98	118,00	135, 00

-colapsul a apărut la un raport al deplasărilor d_{colaps}/d_f = = 3,5-5 la această valoare în caz de cutremur se asigură o ,bună ductibilitate.

Din calculul au rezultat valori mai mici decît valorile obţinute pe cale experimentală.

In urma observaţiilor şi analizei modului de rupere rezultă

că monolitizarea a lucrat ca un stîlpişor în care au fost încastrate elementele prefabricate.

Săgeţile în funcţie de treapta de încărcare au rezultat foarte mici, explicabil prin aportul fretei din îmbinarea verticală şi agrafelor de legătură. In paralel s-a urmărit şi evoluţia fisurilor, apariţia lor fiind legată de parametrii de alcătuire a îmbinării şi de mărimea forţei care acţionează. In tabelul nr.2 sînt prezentate treptele de încărcare referitoare la apariţia fisurilor precum şi valoarea lor la ruperea modelelor.

Tabelul 2

Treptele de încărcare şi apariţia fisurilor.

Modelul	Treapta de încărcare la pariţia fisurilor P_f [kN]	Raportul $\frac{P_f}{P^n}$	Raportul $\frac{P_r}{P^n}$	Deschiderea fisurilor la ruperea modelului (valori medii) [mm]
1.	270,00	1,65	2,27	1 - 1,2
2.	84,00	1,30	1,97	15- 25

Se poate aprecia că sub încărcările de exploatare este asigurată rigiditatea necesară, cerută de actualele norme de proiectare.

5. Concluzii finale

Rezultatele cercetărilor experimentale, obţinute pe modelele experimentale, au pus în evidenţă următoarele :

- rigiditatea îmbinărilor dintre modulele spaţiale care alcătuiesc infrastructura, corespunde normelor actuale de proiectare.

- sub încărcări normate şi de calcul, îmbinările au avut o comportare rigid-elastică;

- fisurarea s-a produs la trepte ridicate de încărcare corespunzînd pentru 1,65-1,80 din încărcările normate;

- coeficientul de ductilitate obţinut a asigură o comportare bună a îmbinărilor la solicitări seismice;

- capacitatea de rezistenţă a îmbinărilor la lunecare, determinată experimental este mai mare faţă de calculele teoretice conform normativului P_{101-78}. Calculul de verificare a îmbinărilor de la infrastructura prefabricată alcătuită din module spaţiale se poate face folosind normativul P_{101-78}" Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistenţă din panouri mari" ;

- datorită acestor încărcări s-a creat posibilitatea unei prime confruntări între rezultatele calculelor teoretice, baza-

te pe diferite scheme de calcul şi datele experimentale, chiar dacă numărul limitat de modele reprezintă doar puncte de sondaj ale ansamblului.

BIBLIOGRAFIE

1. Baleev R.H., Bogdanov V.F., - Ob effektivnosti primenenia sbornîh i minolitnîh lentocinîh fundamentov v jilişnom stroitelstve. Osnovania fundamentî i mehanika gruntov 5/1975, pag.16-21.

2. Borş I., Găvănescu S., - Constructii din elemente-spaţiale prefabricate. Revista Arhitectura 2/1975, pag.16-21.

3. Borş I., - Structuri din elemente spaţiale de beton armat. Sesiunea ştiinţifică a Institutului politehnic Cluj-Napoca.Vol. structuri şi elemente de construcţii 1978, pag. 126-132.

4. Păunescu M., Tudor V., Ciomocoş T., Koreck I.,-Fundaţie prefabricată pentru clădiri de locuit şi procedeu de realizare. Brevet de invenţie nr. 69423 din 9.X.1974.

5. Păunescu M., Marin M., Roşa Sidonia, Mihăescu Constantina Fundaţii continue cu talpa şi elevaţia prefabricată.-A IV Conferinţă de Geotehnică şi fundaţii. Iaşi 1979, vol.I, pag. 57-68.

6. Păunescu M., Marin M., Roşa Sidonia, Mihăescu Constantina Bolcu Ioana - Cercetarea privind industrializarea prin prefabricare a fundaţiilor la clădiri de locuit. Buł. ştiin. I.P. "Traian Vuia" Timişoara, fasc. 1979 tom.24 (38) pag.119-125.

7. Păunescu M., Ciomocoş T., Gîdea A., Marin M., Koreck I., -Execuţia şi încercarea unui bloc experimental cu infrastructura prefabricată. Construcţii 7/1980 pag.12-17.

Primită la redacţie la 15 noiembrie 1982.

EXPERIMENTAL RESEARCH CONCERNING THE INDUSTRIALIZATION OF BUILDING FOUNDATIONS - PREFABRICATED SPECE MODULES

Summary

This paper presents the results of experimental researches carried out on reduced-scale prefabricaded space modules for building foundations. As compared to prefab panels used for elevation, prefab space modules require a shorter time of execution and less manpower while offering stiffer connections and an increased brearing capacity. The paper contains a number of original contributions, referring to the concept of substructure assembly and to the joining of the prefabricated members of the substructure. Processing of the experimental results yielded elements confirming the fiability of the conceived and studies solution.

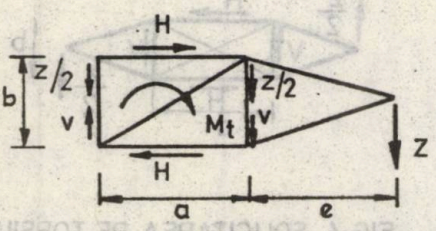
Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic " Traian Vuia"Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

OBSERVATIE PRIVIND CALCULUL LA TORSIUNE AL STILPILOR METALICI AI LINIILOR ELECTRICE AERIENE

Băncilă R.

Calculul stîlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene se efectuează în ipoteza de încărcare normală şi cea de avarie . In ipoteza de avarie , datorită ruperii unui conductor activ sau de protecţie , apare un moment de torsiune [1] .

Normativul RSR [2] şi normele germane [3] , au preluat modul de calcul preconizat de K.Girkmann [4] , valabil pentru stîlpii cu secţiune pătrată şi dreptunghiulară cu raportul laturilor $a/b \leqslant 1{,}5$ (Fig. 1) raportul forţelor preluate de feţele stîlpului va fi egal cu :



$$M_t = Z\left(l + \frac{a}{2}\right)$$

Dacă $\boxed{\frac{a}{b} \leqslant 1{,}5}$ $M_t = H \cdot b + V \cdot a$ (1)

$$H = \frac{M_t}{b} \quad ; \quad V = \frac{M_t}{a}$$

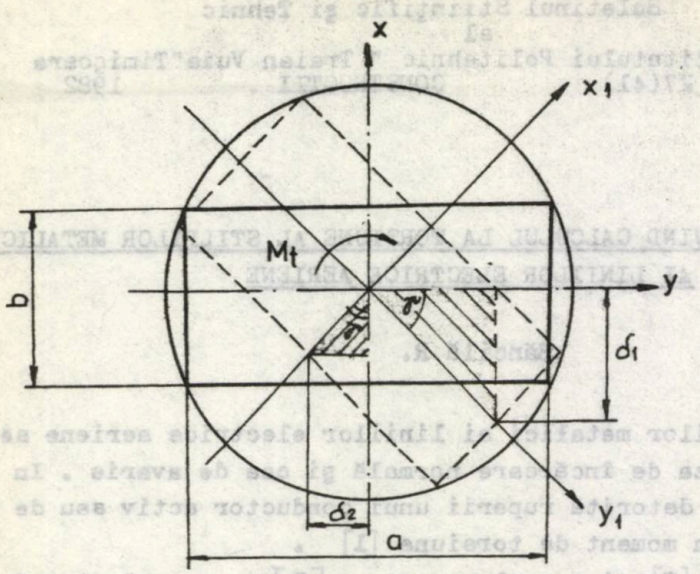
FIG.1. CALCULUL LA TORSIUNE

$$\frac{H}{V} = \frac{a}{b} \tag{2}$$

Se consideră în continuare o secţiune transversală printr-un stîlp , la nivelul acţiunii momentului de torsiune (Fig.2). Datorită existenţei contravîntuirii,secţiunea transversală va avea şi după deformaţie aceeaşi formă (o deformaţie de tip trapezoidală) fiind exclusă). Se consideră în continuare , că centrul de torsiune coincide cu centrul de greutate al secţiunii,indiferent de modul de zăbrelire al feţelor .

Din figura 2 rezultă relaţia :

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{a}{b} \tag{3}$$



$$\sin\gamma = \frac{\delta_1}{a/2}$$

$$\sin\gamma = \frac{\delta_2}{b/2}$$

$$\Rightarrow \boxed{\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{a}{b}}$$

FIG. 2. DEFORMAȚIA SECȚIUNII TRANSVERSALE

Exprimînd cu ajutorul expresiilor Mohr - Maxwell valoarea săgeților feței "a" și "b" ale stîlpului (Fig.3)

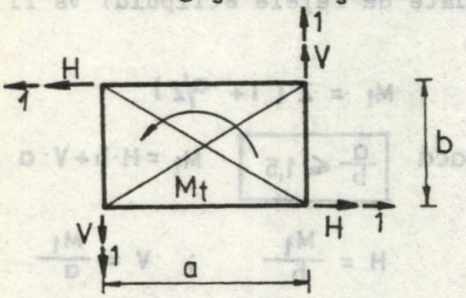


FIG.3. CALCULUL SĂGEȚILOR

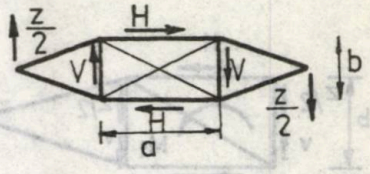


FIG.4. SOLICITAREA DE TORSIUNE

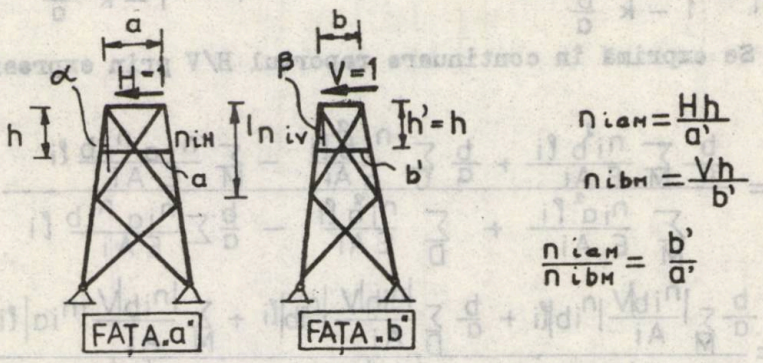
și neglijînd efectul contravîntuirilor , se obține :

$$\left.\begin{aligned}\delta_1 &= V\left(\sum_M \frac{n_{ib}^2\, l_i}{E\,Ai} + \sum_D \frac{n_{ib}^2\, l_i}{E\,Aj}\right) + H\sum_M \frac{n_{ia}\, n_{ib}}{E\,A_i}\, l_i \\ \delta_2 &= H\left(\sum_M \frac{n_{ia}^2\, l_i}{E\,A_i} + \sum_D \frac{n_{ia}^2\, l_i}{E\,A_i}\right) + V\sum_M \frac{n_{ia}\, n_{ib}}{E\,A_i}\, l_i\end{aligned}\right\} \quad (4)$$

unde M se referă la montanți (picioare) și D - la diagonalele stîlpului . Folosind relația (3) și explicitînd raportul H/V, rezultă :

$$\frac{H}{V}=\frac{\frac{b}{a}\left(\sum_{M}\frac{n_{ib}^{2}\,l_i}{E\,A_i}+\sum_{D}\frac{n_{ib}\,l_i}{E\,A_i}\right)-\sum_{M}\frac{n_{ia}\,n_{ib}\,l_i}{E\,A_i}}{\sum_{M}\frac{n_{ia}^{2}\,l_i}{E\,A_i}+\sum_{D}\frac{n_{ia}^{2}\,l_i}{E\,A_i}-\frac{b}{a}\sum_{M}\frac{n_{ia}\,n_{ib}\,l_i}{E\,A_i}} \qquad (5)$$

Se consideră în continuare un stîlp LEA astfel alcătuit, încît toate elementele au un efort unitar constant, dintr-o solicitare de torsiune pură (Fig.4). Rezultă deci :



$$\left.\begin{aligned} a' &\cong a + l\,tg\,\alpha \\ b' &\cong b + l\,tg\,\beta \end{aligned}\right\} \quad \frac{a'}{b'}=\frac{a+l\,tg\,\alpha}{b+l\,tg\,\beta}$$

Dacă $l\,tg\,\alpha \cong l\,tg\,\beta \Rightarrow \boxed{\frac{a'}{b'}=\frac{a}{b}}$

$$\boxed{\frac{n_{iaM}}{n_{ibM}}=\frac{b}{a}}$$

FIG.5. DETERMINAREA RAPORTULUI n_{iaM}/n_{ibM}

$$\left|\nabla_{a\,D}\right|=\left|\nabla_{b\,D}\right|=\left|\nabla_{a\,bM}\right|=\nabla \qquad (6)$$

respectiv :

$$\left|\nabla_{a\,bM}\right|=\left|\nabla_{bM}-\nabla_{aM}\right|=\nabla \qquad (7)$$

unde :

$$\nabla_{aM}=\frac{H\,|n_{iaM}|}{A_i} \quad \text{şi} \quad \left|\nabla_{bM}\right|=\frac{V\,|n_{ibM}|}{A_i} \qquad (8)$$

In consecinţă , avem :

$$\left|\nabla_{aM}\right|=\frac{H}{V}\,\frac{|n_{iaM}|}{|n_{ibM}|}\left|\nabla_{bM}\right|=k\,\frac{b}{a}\left|\nabla_{bM}\right| \qquad (9)$$

Inlocuind raportul n_{iaM} / n_{ibM} cu b/a (Fig.5) şi cu :

$$\nabla = \left| \nabla_{bM} - k \frac{b}{a} \nabla_{bM} \right| \qquad (10)$$

avem în final :

$$\left| \nabla_{bM} \right| = \frac{1}{1 - k \frac{b}{a}} \nabla \quad ; \quad \left| \nabla_{aM} \right| = \frac{k \frac{b}{a}}{1 - k \frac{b}{a}} \nabla \qquad (11)$$

Se exprimă în continuare raportul H/V prin expresia(5) :

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \sum_M \frac{n_{ib}^2 \ell_i}{E A_i} + \frac{b}{a} \sum_D \frac{n_{ib}^2 \ell_i}{E A_i} - \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib} \ell_i}{E A_i}}{\sum_M \frac{n_{ia}^2 \ell_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ia}^2 \ell_i}{E A_i} - \frac{b}{a} \sum \frac{n_{ia} n_{ib} \ell_i}{E A_i}} \times \frac{V}{H} \times \frac{H}{V} \qquad (12)$$

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \sum_M \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ib}| \ell_i + \frac{b}{a} \sum_D \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ib}| \ell_i + \sum_M \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ia}| \ell_i}{\sum_M \frac{|n_{ia}| H}{A_i} |n_{ia}| \ell_i + \sum_D \frac{|n_{ia}| H}{A} |n_{ia}| \ell_i + \frac{b}{a} \sum \frac{|n_{ia}| H}{A_i} |n_{ib}| \ell_i} \times \frac{H}{V} \qquad (12')$$

Se poate observa că , la ultimii termeni de la numărător şi numitor , introducînd valori absolute , semnul se schimbă, n_{ia} şi n_{ib} fiind întotdeauna de semne opuse la solicitarea de torsiune . Folosind relaţiile (11) , se obţine :

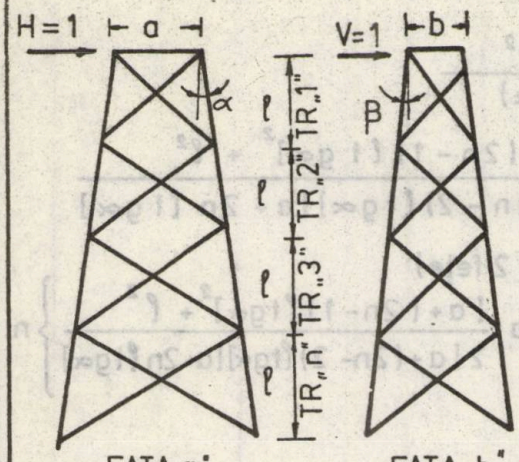
$$k = \frac{H}{V} \; \frac{\frac{b}{a} \frac{\nabla}{1 - k\, b/a} \sum_M |n_{ib}| \ell_i + \frac{b}{a} \nabla \sum_D |n_{ib}| \ell_i - \frac{\nabla}{1 - k\, b/a} \sum_M |n_{ia}|}{\frac{k\ b/a}{1 - k\ b/a} \nabla \sum_M |n_{ia}| \ell_i + \nabla \sum_D |n_{ia}| \ell_i + \frac{b}{a} \frac{k\ b/a}{1 - k\, b/a} \sum_M |n_{ib}| \ell_i} k \qquad (13)$$

Introducînd în relaţia de mai sus , pentru sumele eforturilor în montanţi şi diagonale valorile (14 ... 17) din tabelul 2 (obţinute cu expresiile eforturilor exprimate în tabelul 1) , se obţine :

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \frac{\nabla}{1 - k\, b/a} A \cdot n + \frac{b}{a} \nabla k\ B \cdot n + \frac{\nabla}{1 - k\, b/a} \cdot C \cdot n}{\frac{k\, b/a}{1 - k\ b/a} \nabla \cdot C \cdot n + \nabla \cdot D \cdot n + \frac{b}{a} \frac{k\, b/a}{1 - k\ b/a} \nabla \cdot A \cdot n} \qquad (18)$$

TABELUL 1

EXPRIMAREA PARAMETRICĂ A EFORTURILOR

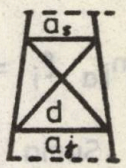


FAȚA „a" FAȚA „b"

Formule generale

- DIAGONALE

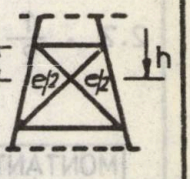
$D = H.a \quad \frac{d}{2a_s.a_j}$



- MONTANȚI

$M = \frac{H.h}{2.e/2}$

$\Delta h = \frac{a_s}{a_s + a_j} . l$



DIAGONALE FAȚA „a" n - numărul de tronsoane

$d_1 = \sqrt{(a + l\,tg\alpha)^2 + l^2}$

$d_2 = \sqrt{(a + 3l\,tg\alpha)^2 + l^2}$

$d_3 = \sqrt{(a + 5l\,tg\alpha)^2 + l^2}$

$\vdots$

$d_n = \sqrt{[a + (2n-1)l\,tg\alpha]^2 + l^2}$

$a^{s1} = a \qquad a_{j1} = a + 2l\,tg\alpha$

$a^{s2} = a - 2l\,tg\alpha \qquad a_{j2} = a + 4l\,tg\alpha$

$a^{s3} = a - 4l\,tg\alpha \qquad a_{j3} = a + 6l\,tg\alpha$

$\vdots$

$a^{sn} = a - (2n-2)l\,tg\alpha \qquad a_{jn} = a + 2nl\,tg\alpha$

$$\Rightarrow_{(H=1)} \quad D_n = a\,\frac{\sqrt{[a + (2n-1)l\,tg\alpha]^2 + l^2}}{2[a + (2n-2)l\,tg\alpha][a + 2n\,l\,tg\alpha]}$$

MONTANȚI

$e_1 = a + l\,tg\alpha$

$e_2 = a + 3l\,tg\alpha$

$\vdots$

$e_n = a + (2n-1)l\,tg\alpha$

$l_m = l\sqrt{1 + tg^2\alpha}$

$h = n\,l - (l - \Delta h)$

$$\Rightarrow_{(H=1)} \quad S_n = \frac{\left\{ n - \frac{a + 2n\,l\,tg\,\alpha}{2[a + (2n-1)l\,tg\alpha]} \right\} l}{a + (2n-1)\,l\,tg\alpha}$$

TABELUL 2

CALCULUL SUMELOR EFORTURILOR

DIAGONALE

$$-\sum_{D}(nia)\,\ell_i \qquad (\text{Fața „a"})$$

$$n_{ia}\,\ell_i = a\,\frac{[a+\ell\,tg\alpha]^2+\ell^2}{2a(a+2\ell\,tg\alpha)}$$

$$n_{ia}\,\ell_i = a\,\frac{[a+(2n-1)\ell\,tg\alpha]^2+\ell^2}{2[a+(2n-2)\ell\,tg\alpha][a+2n\,\ell\,tg\alpha]}$$

Suma va avea expresia: (2 fețe)

$$2.2\cdot\frac{1}{2}\left\{a\,\frac{[a+\ell tg\alpha]^2+\ell^2}{2a(a+2\ell\,tg\alpha)}+a\,\frac{[a+(2n-1)\ell\,tg\alpha]^2+\ell^2}{2[a+(2n-2)\ell tg\alpha][a+2n\,\ell tg\alpha]}\right\}n$$

MONTANȚI

$$-\sum_{M}(nia)\,\ell_i \qquad (\text{Fața „a"})$$

$$2.2\,\frac{1}{2}\left\{\frac{\left[1-\frac{a+2\ell tg\,\alpha}{2a+\ell\,tg\alpha}\right]\ell}{a+\ell\,tg\alpha}+\frac{\left[n-\frac{a+2n\,\ell\,tg\,\alpha}{2a+2(2n-1)\ell tg\alpha}\right]\ell}{a+(2n-1)\ell\,tg\,\alpha}\right\}n$$

Cu notațiile $w=\ell\,tg\,\beta$ și $q=\ell\,tg\alpha$ și neglijînd termenii cu w^2 și q^2 (eroare≈2 %) se obține în final:

$$\sum_{M}(nib)\,\ell_i=\ell^2\left[\frac{1}{b+2w}+\frac{2bn-b-4nw+4n^2w}{b^2+4bnw-2bw}\right]n=A\cdot n \quad (14)$$

$$\sum_{D}(nib)\,\ell_i=b\left[\frac{b^2+\ell^2+2bw}{b(b+2w)}+1+\frac{\ell^2}{b^2+4bnw-2bw}\right]n=B\cdot n \quad (15)$$

$$\sum_{M}(nia)\,\ell_i=\ell^2\left[\frac{1}{a+2q}+\frac{2an-a-4nq+4n^2q}{a^2+4anq-2aq}\right]n=C\cdot n \quad (16)$$

$$\sum_{D}(nib)\,\ell_i=a\left[\frac{a^2+\ell^2+2aq}{a(a+2q)}+1+\frac{\ell^2}{a^2+4anq-2aq}\right]n=D\cdot n \quad (17)$$

Trecînd la limită, pentru n tinzînd la ∞ şi aplicînd regula L'Hôspital , avem succesiv :

$$\frac{dA}{dn} = \frac{1}{b} \; ; \; \frac{dB}{dn} = 0 \; ; \; \frac{dC}{dn} = \frac{1}{a} \quad \frac{dD}{dn} = 0 \qquad (19)$$

Inlocuind valorile de mai sus (18) , se obţine în final

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a}\frac{k}{1-k\,b/a}\frac{1}{b} + \frac{k}{1-k\,b/a}\cdot\frac{1}{a}}{\frac{k\,b/a}{1-k\,b/a}\cdot\frac{1}{a} + \frac{b}{a}\frac{k\,b/a}{1-k\,b/a}\frac{1}{b}} = \frac{a}{b} \qquad (20)$$

CONCLUZIE

In conformitate cu consideraţiile de mai sus , rezultă că modul de calcul la torsiune adoptat de normele germane VDE şi preluat de normativul RSR , este riguros valabil doar în condiţii extreme , pentru o structură astfel dimensionată , încît toate elementele să aibă un efort unitar constant dintr-o solicitare de torsiune pură şi a cărei înălţime tinde spre infinit

BIBLIOGRAFIE

1. Băncilă R . " Asupra calculului la torsiune a stîlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene" Buletinul IPTV Timişoara, Nr. 1/1979.
2. * * * " Normativ pentru calculul stîlpilor liniilor electrice aeriene " PE 1o4/79
3. * * * " Vorschriften fur den Bauvon Starkstromfreileitungen VDE o21o/69.
4. Girkmann K. Königshofer E. " Die Hochspannungsfreileitungen" Springer Verlag , Wien , 1952.
5. Băncilă R. "Contribuţii la calculul stîlpilor metalici LEA" Teză de doctorat , Timişoara , 1981.
6. Rieger H. " Der Freileitungsbau " Springer Verlag ,Berlin, 196o.
7. * * * " Gittermaste fur Hochspannungsfreileitungen " Merkblatt , Beratungsstelle fur Stahlverwendung , Düsseldorf, 1973.
8. Hirschfeld K. " Baustatik " Springer Verlag , Berlin , 1969.
9. Shiraki K " Twisting of spaced trussed structures " 9 th Japan Congress for Appl. Mech . 1959.

lo.Fleşeriu I, Băncilă R " Observaţii cu privire la calculul la torsiune a stîlpilor metalici LEA " Lucrările simpozionului de Construcţii metalice , Timişoara , aprilie 1976.

11.Mateescu D." Construcţii metalice speciale " Editura Tehnică Bucureşti 1962.

12. * * * " Guide for Design of Steel Transmission Towers " American Society of Civil Engineers , New-York 1971.

13.Drechsel W. " Turmbauwerke " Bauverlag GMBH - Wiesbaden , 196o.

14.Grosspetzsch G. "Starkstromfreileitungen" VEB - Verlag , Leipzig , 1965.

15.Bercovici M. , Arie A. " Reţele electrice - Calculul mecanic" Editura Tehnică , Bucureşti , 1963.

16.* * * " AIJ . Standard for Structural Calculation of Steel Tower Structures.

17.Bădulescu N " Linii şi staţii electrice îndrumător " Editura Tehnică , Bucureşti 1967.

18.Dalban C, Juncan N, Varga A . " Construcţii metalice " EDP Bucureşti ,1976.

19.Gheorghiu A " Statica construcţiilor " Volumul 2 Editura tehnică Bucureşti , 1965.

2o.Mateescu D, Caraba I , " Construcţii metalice - Exemple de calcul " EDP,1978

Primită la redacţie la 15 ianuarie 1982

BEMERKUNG ZUR BERECHUNG DER GITTERMASTE AUF VERDREHEN

Zusammenfassung

In der Arbeit ,wird eine Verallgemeinerung der VDE-Virschriften , zur Berechung der Gittermaste auf Verdrehen, erörtert.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

STUDIUL SI PROIECTUL DE RECONDITIONARE A PODULUI METALIC DIN MUNICIPIUL LUGOJ

Bondariuc V., Băncilă R., Fleşeriu I.

Podul metalic de pe D.N.6 peste rîul Timiş din Municipiul Lugoj, a fost construit la începutul secolului al XX-lea de către administraţia austro-ungară.

1. Alcătuirea podului

Podul executat cu calea jos, în soluţia pod deschis, are două deschideri de cîte 33,68 m. fiecare. Suprastructura metalică, pentru o deschidere, este alcătuită din următoarele elemente de rezistenţă:

- cîte două grinzi principale cu zăbrele, simplu rezemate cu talpa superioară parabolică; elementele grinzii principale sînt alcătuite prin nituire, cu bare cu un singur perete din corniere şi tablă groasă ;
- calea pe pod, avînd straturi rutiere din asfalt se descarcă prin intermediul profilelor ZORES pe grinzile căii - lonjeroni şi antretoaze. Lonjeronii în număr de cinci sînt alcătuiţi din profile laminate I 30. Antretoazele amplasate în nodurile inferioare ale grinzilor principale, sînt executate ca secţiuni compuse, alcătuite prin nituire - inima din tablă groasă, iar tălpile din corniere şi platbenzi;
- trotuarele executate exterioare, în consolă de 2,00 m lăţime, se continuă cu spaţii de siguranţă între grinzile principale şi carosabil de cîte 60 cm.;
- tablierul are o contravîntuire generală longitudinală la nivelul tălpilor inferioare ale grinzilor principale, alcătuită din corniere (fig.1.a - 1.b).

2. Starea actuală a podului

Podul se găseşte într-o stare normală de uzură, avînd în vedere durata lui de exploatare - circa 80 de ani, precum şi perioadele legate de cele două războaie mondiale, în care se presupune că întreţinerea lui a fost neglijată.

In prezent elementele metalice situate deasupra căii fiind întreţinute mai des, se găsesc într-o stare mult mai bună decît cele situate sub cale, care prezintă mai multe zone corodate.

In cursul anului 1961 s-au făcut lucrări de reparaţii capitale ale podului. Cu această ocazie, s-a lărgit carosabilul prin reducerea zonelor de siguranţă dintre carosabil şi grinzile principale de la 60 cm la 25 cm. Din această cauză majoritatea montanţilor podului au fost loviţi şi deformaţi de convoaiele de circulaţie.

De asemenea în timpul reparaţiilor din 1961 - zăbrelele grinzilor principale au fost înglobate în betonul plăcii trotuarului, fapt care cauzează stagnarea apei între elementele de beton şi oţel şi corodarea ultimelor.

In privinţa stării oţelului din elementele de rezistenţă, s-a luat drept bază "Buletinul de analiză întocmit de Institutul de Cercetări şi Proiectări Tehnologice şi Transporturi din 1979".

Pe baza încercărilor mecanice, a compoziţiei chimice şi a structurii metalografice rezultate, s-a stabilit că oţelul din structură poate fi echivalat cu OL 37.2.n conf.STAS 500-2/1968.

Se presupune că în timpul lucrărilor de consolidare şi recondiţionare a podului, după îndepărtarea căii actuale se vor putea cerceta cu atenţie toate elementele aflate sub cale, în prezent greu accesibile şi stabili toate defectele ascunse.

3. Măsuri de recondiţionare şi consolidare a podului

In prezent podul în stare actuală nu satisface condiţiile traficului şi convoaielor în vigoare.

Recalculînd elementele structurii de rezistenţă, conform normelor în prezent în vigoare, şi la convoaiele actuale, s-a constatat că acestea satisfac condiţiile de rezistenţă - în afară de lonjeroni - însă nu satisfac condiţiile de stabilitate, atît elementele luate în parte, cît şi semicadrele alcătuite din montanţi şi antretoaze, care stabilizează talpa comprimată a grinzii principale.

In scopul asigurării stabilităţii s-au prevăzut următoarele consolidări :

- Talpa superioară a grinzii principale se consolidează cu o fîşie de tablă de oţel de 150 x 10 mm sudată de inimă, transformînd-o într-o secţiune I nesimetrică. Prin aceasta se asigură condiţia de stabilitate locală a inimii tălpii, şi se îmbunătăţesc condiţiile de lucru la flambaj a elementelor tălpii comprimate, precum şi stabilitatea semicadrului;

- Pentru asigurarea stabilităţii zăbrelelor, acestea se consolidează cu cîte două sau patru corniere, sudate de elementele existente, cu suduri în colţ (Fig.3.a,b,c,d,e - elementele de consolidare sînt reprezentate haşurat);

- Zăbrelele grinzilor principale se vor degaja la dala trotuarului şi se vor îmbrăca în cutii metalice pe porţiunea de străpungere a dalei - asigurîndu-se circulaţia aerului în jurul lor şi evitîndu-se corodarea lor,(fig.3.a,b,c,d,e, elementele de protecţie sînt reprezentate în alb).

- Pentru micşorarea lungimii de flambaj a zăbrelelor, ele se sudează în cutiile de protecţie - în care scop acestea se ancorează puternic în dala de beton armat, cu nişte ancoraje executate din fier-beton (fig.2);

- Lonjeronii lucrînd ca elemente independente nu satisfac condiţiile de rezistenţă la convoaiele actuale. Pentru ridicarea capacităţii lor portante, s-a asigurat conlucrarea ca o placă de beton ce va alcătui dala carosabilului, înlocuind profilele ZORES şi realizîndu-se o structură mixtă oţel-beton.

Placa fiind un elemente continuu -pe întreaga lăţime a carosabilului, se realizează de asemenea o repartizare a acţiunilor din convoaie, la mai mulţi lonjeroni.

Placa este realizată din beton armat marca B.400, are grosimea de 15 cm şi este armată cu armături din PC 52, şi are o îngroşare sub formă de nervură de 3 cm înălţime, în dreptul lonjeronilor.

Conlucrarea dintre placă şi lonjeroni este asigurată prin elemente executate din cupoane de oţel I 20 tăiate la jumătate şi sudate de lonjeron la distanţa de 40 cm (fig.4).

- După acelaşi principiu este realizată şi conlucrarea între antretoază şi placa de beton armat (fig.4.a,b). In afară de lucrările de consolidarea barelor şi de refacerea căii, sînt prevăzute lucrările curente de reparaţii şi întreţinere.

Schema geometrică
a)

Secţiunea longitudinală
b)

Secţiunea transversală
c)

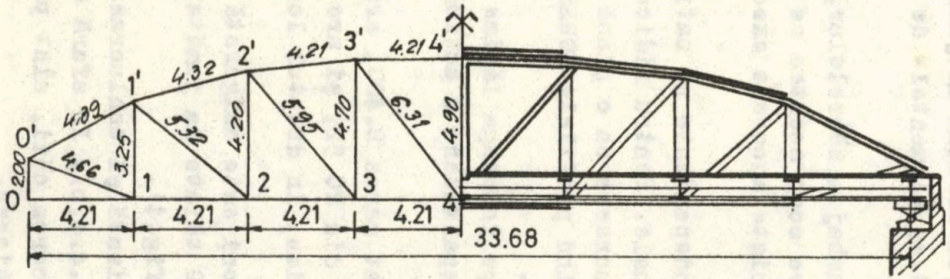
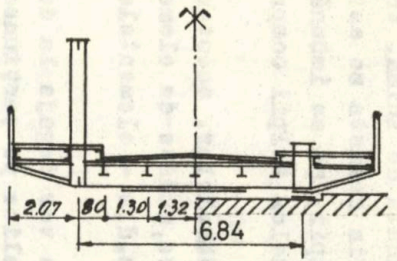
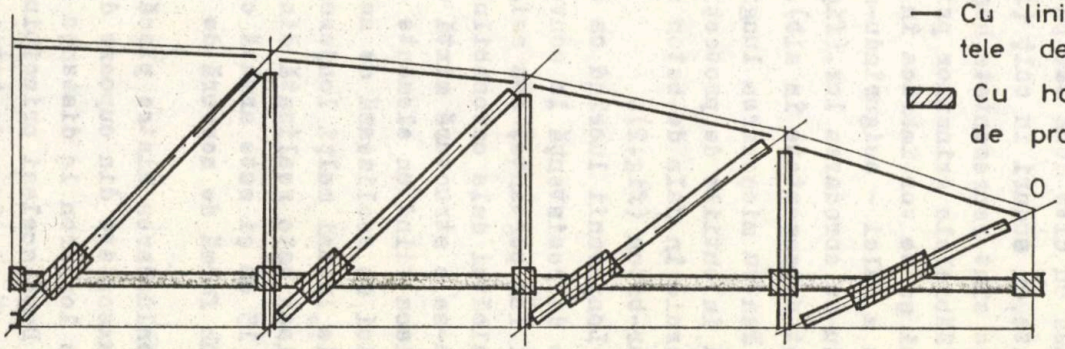


Fig. 1. GRINDA PRINCIPALĂ



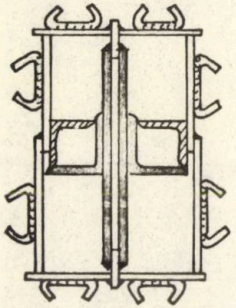
In cîmp curent In reazem



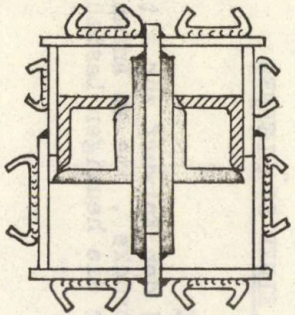
— Cu linii groase s-au notat elementele de consolidare a barelor.

▨ Cu hasuri s-au notat cuţiile de protectie a barelor.

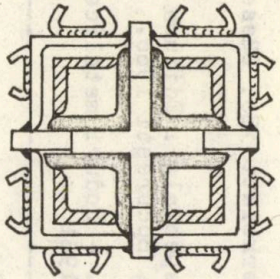
Fig. 2. CONSOLIDAREA BARELOR



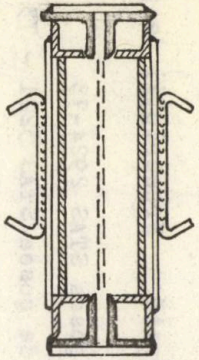
3a : DC'-1



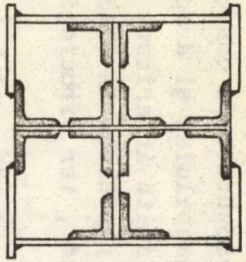
3b : D 1'-2



3c : D 2'-3 ; D 3'-4



3d: M { 1-1' / 2-2' / 3 3



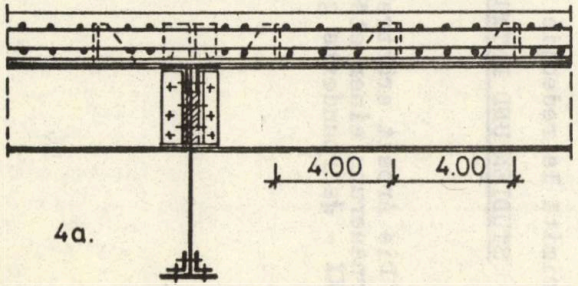
3e-M 0-0'

FIG. 3 ELEMENTELE DE CONSOLIDARE SI DE PROTECTIE A ZĂBRELELOR

NOTA la fig. 3

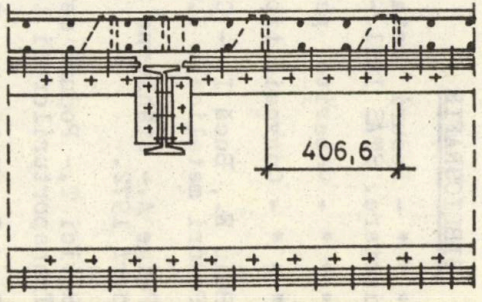
- elementele de bază s-au poşat
- elementele de consolidare s-au hasurat
- elementele albe sînt de protecţie

SECTIUNE LONGITUDINALA



4a.

SECTIUNE TRANSVERSALA



4 b.

FIG. 4. ARMAREA PLĂCII CĂII ŞI ELEMENTELE DE CONLUCRARE

4. Concluzii

Se consideră că lucrările de consolidare şi recondiţionare asigură podului o capacitate portantă corespunzătoare convoaielor în vigoare. Datorită însă lăţimii carosabilului şi a spaţiilor de siguranţă dintre carosabil şi limita interioară a grinzilor principale mult reduse faţă de cele prevăzute în STAS 2924/73, se vor impune restricţii de viteză , iar circulaţia se va asigura în flux pe o singură bandă.

Pe viitor se recomandă întreţinerea curentă a podului în mod periodic la termene cît mai strînse.

BIBLIOGRAFIE

1. * * * - Poduri metalice de cale ferată - Prescripţii de proiectare. STAS 1911 -75

2. * * * - Gabarite pentru poduri de şosea STAS 2924-73

3. * * * - Convoaie tip pentru poduri de şosea STAS 3221 - 73

4. Buiu E., Bucă I. - Curs general de poduri - Poduri de lemn - Poduri metalice . I.C. Bucureşti , 198o.

5. Feige A.- Stählerne Strassenbrücken. Merkblatt 38o, Düsseldorf 1972.

6. Revici T.- Poduri metalice - Probleme speciale . Editura Transporturilor şi telecomunicaţiilor , Bucureşti 196o.

7. Bucă I, Mühlbächer R, Opran O.,Popa N . - Poduri metalice- Exemple de proiectare. EDP Bucureşti ,1981

Primită la redacţie la 15 ianuarie 1982.

STUDIEN UND ENTWURF ZUR FESTIGUNG EINER STÄHLERNEN STRASSENBRÜCKE

Zusammenfassung

Die Arbeit erörtret die Studien und den Entwurf zur Altbauerneuerung einer stählernen Strassenbrücke , die am Anfang des XX - Jahrhunderts gebaut wurde , für die heutigen Lastzügen.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

CALCULUL LONJERONULUI UNUI POD METALIC DE CALE FERATĂ IN IPOTEZA CONLUCRARII RETELEI DE GRINZI DE LA NIVELUL CĂII

Băncilă R, Fleşeriu I, Bondariuc V, Costin St.*

1. Introducere

Standardul 1911-75 [1] , consideră lonjeronii podurilor metalice de cale ferată , grinzi continue pe reazeme elastice, în ipoteza asigurării continuităţii prin plăci de continuitate, cel puţin la partea superioară. In practica curentă de proiectare, standardul admite un calcul simplificat , prin multiplicarea valorilor momentelor maxime de pe lonjeroni , consideraţi grinzi independente simplu rezemate , cu o serie de coeficienţi globali subunitari .

Un calcul riguros exact al lonjeronului trebuie să ia în considerare deformaţiile antretoazei şi ale grinzii principale. In acest caz momentele încovoietoare pozitive (în cîmp) cresc, iar cele negative scad. Aceste diferenţe pot conduce la economii de material , la dimensionare fiind hotărîtoare , în general , momentele negative [2] .

Lucrarea de faţă îşi propune , calculul comparativ al lonjeronului unui pod de cale ferată , în mai multe ipoteze de rezemare.

2. Structura de calcul propusă

Calculul s-a condus pe lonjeronul unui pod de cale ferată deschis , cu o alcătuire clasică şi avînd o deschidere de 36 m (Fig.1). Lonjeronul are o alcătuire obişnuită , fiind întărit în panoul final . Pentru calculul eforturilor s-au ales 15 poziţii diferite considerate semnificative, ale convoiului de cale ferată standardizat T 8,5 (Fig.2)

---

* Intreprinderea de Construcţii de Căi de Comunicaţie Timişoara

3. Lonjeronul considerat grindă continuă pe reazeme elastice

Intr-o primă etapă de calcul s-a considerat lonjeronul o grindă continuă , rezemată elastic pe antretoază. Determinînd constanta elastică de rezemare c (Fig.3), şi presupunînd-o de aceiaşi valoare pentru toate reazemele , calculul eforturilor pentru o poziţie fixă a convoiului (P.5) , s-a efectuat cu ajutorul ecuaţiei celor cinci momente [3]. Calculul este laborios, fiind necesară rezolvarea unui sistem de şapte ecuaţii.

In consecinţă , s-a apelat la programul de calcul automat GIPSI [4] , prin intermediul căruia au fost analizate cele 15 poziţii alese , ale convoiului T 8,5 .

Comparativ au fost determinate şi momentele încovoietoare pentru acelaşi lonjeron , considerat pe reazeme rigide .

In total au fost necesare 2 x 15 rulări ale programului menţionat.

Valorile maxime ale momentelor , pentru reazeme elastice şi reazeme rigide , cît şi poziţiile corespunzătoare ale convoiului T 8,5 , sînt reprezentate în figura 6a şi b.

4. Lonjeronul făcînd parte din reţeaua de grinzi de la nivelul căii

Luînd în considerare conlucrarea reţelei de grinzi de la nivelul căii , peste deformaţia primară a lonjeronului asemănătoare unei grinzi continue pe reazeme rigide , se suprapun deformaţiile secundare datorită deformării antretoazelor şi a grinzii principale (Fig.4) [5] .

Momentul de inerţie al grinzii principale, s-a determinat cu relaţia din figura 1 , luînd în considerare talpa superioară şi inferioară a grinzii cu zăbrele . Pentru determinarea coeficientului k , s-a calculat săgeata grinzii principale obţinîndu-se în final , valoarea k = o,78.

Idealizînd , prin considerarea la acelaşi nivel a axelor grinzilor , se obţine reţeaua de calcul considerată (Fig.5).

S-au determinat în continuare eforturile în reţeaua de grinzi din cele 15 poziţii ale convoiului considerat, prin intermediul programului GIPSI.

Valorile momentelor încovoietoare maxime (înfăşurătoare) pentru lonjeronul făcînd parte din reţeaua de grinzi, sînt reprezentate în figura 6 c, ele rezultînd din aceleaşi poziţii ale convoiului ca în cazurile anterioare .

In figura 7 sînt arătate diagramele de momente din reţeaua de grinzi pentru poziţia P 15 a convoiului.

5. Concluzii

- Poziţiile convoiului pentru care rezultă momentele de încovoiere maximă sînt în ordine : P9 , P1o , P11, P12 , P13 ,

- Comparativ cu grinda continuă pe reazeme rigide atît în cazul rezemării elastice cît şi în cazul reţelei de grinzi , momentele scad considerabil pe reazeme şi cresc în cîmp .

- Distribuţia cea mai favorabilă a solicitărilor pentru lonjeron , se obţine în cazul reţelei de grinzi . Se subliniază că în această situaţie eforturile în antretoaze sînt mai mari decît cele calculate în mod uzual (fig.7).

- In figura 6d s-au reprezentat momentele încovoietoare calculate în conformitate cu STAS 1911 -75 . In figura 6e , se prezintă comparativ raportul între valorile momentelor calculate în ipoteza reţelei de grinzi , şi M_o(lonjeronul - grindă independentă , simplu rezemată).

- Calculînd lonjeronul cu valorile momentelor rezultate din reţeaua de grinzi se pot obţine secţiuni mai reduse , verificarea la oboseală care devine obligatorie în acest caz nefiind în general semnificativă .

- Calculul după STAS 1911 - 75 este în general acoperitor cu excepţia primului reazem , unde se subliniază cu titlu de observaţie , valoarea mai mare faţă de cea dată de STAS, a momentului încovoietor , chiar în ipoteza reţelei de grinzi . O concluzie definitivă în această privinţă poate fi trasă numai după analizarea unui număr mai mare de cazuri.

BIBLIOGRAFIE

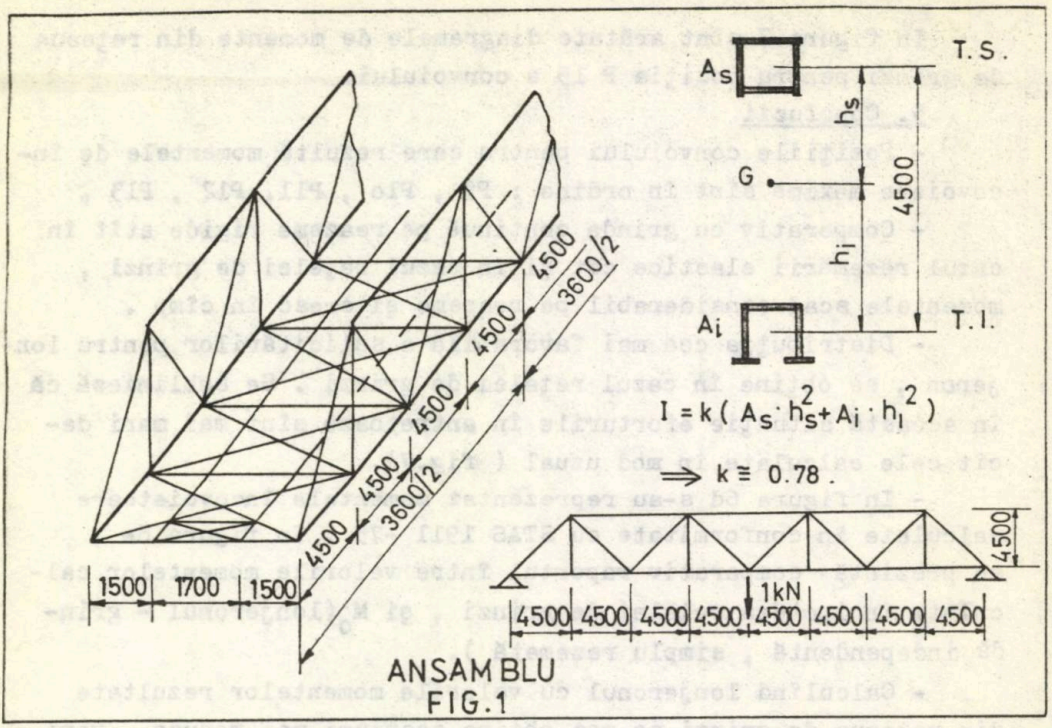
1. * * * - Poduri metalice de cale ferată, prescripţii de proiectare - STAS 1911 - 1975.

2. Melan E. - Der Brückenbau - Stahlbrüken - Band 3, Hartmann F.- Deuticke F. - Wien , 1946

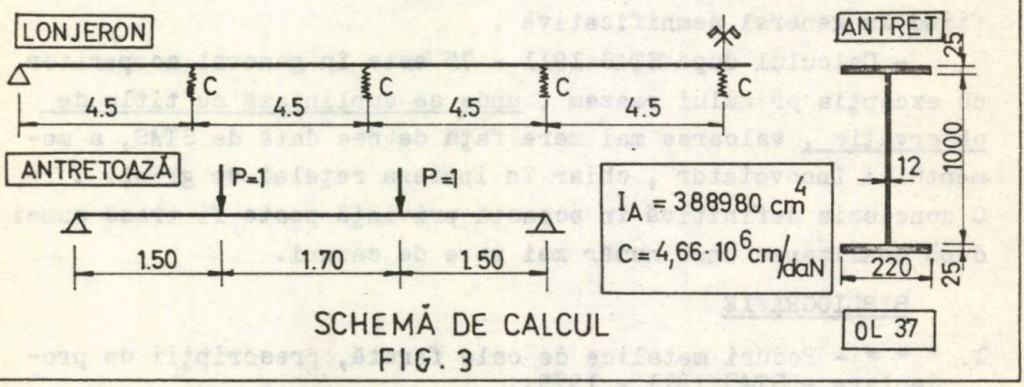
3. Hirschfeld K.- Baustatik - Springer - Verlag , Berlin 1969

4. Cornea T.- Programul de calcul automat - GIPSI,IPC, Bucureşti

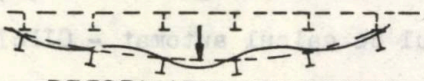
5. Hawranek A.- Theorie und Berechung der Stahlbrücken Steinhardt C- Springer Verlag , Berlin , 1958



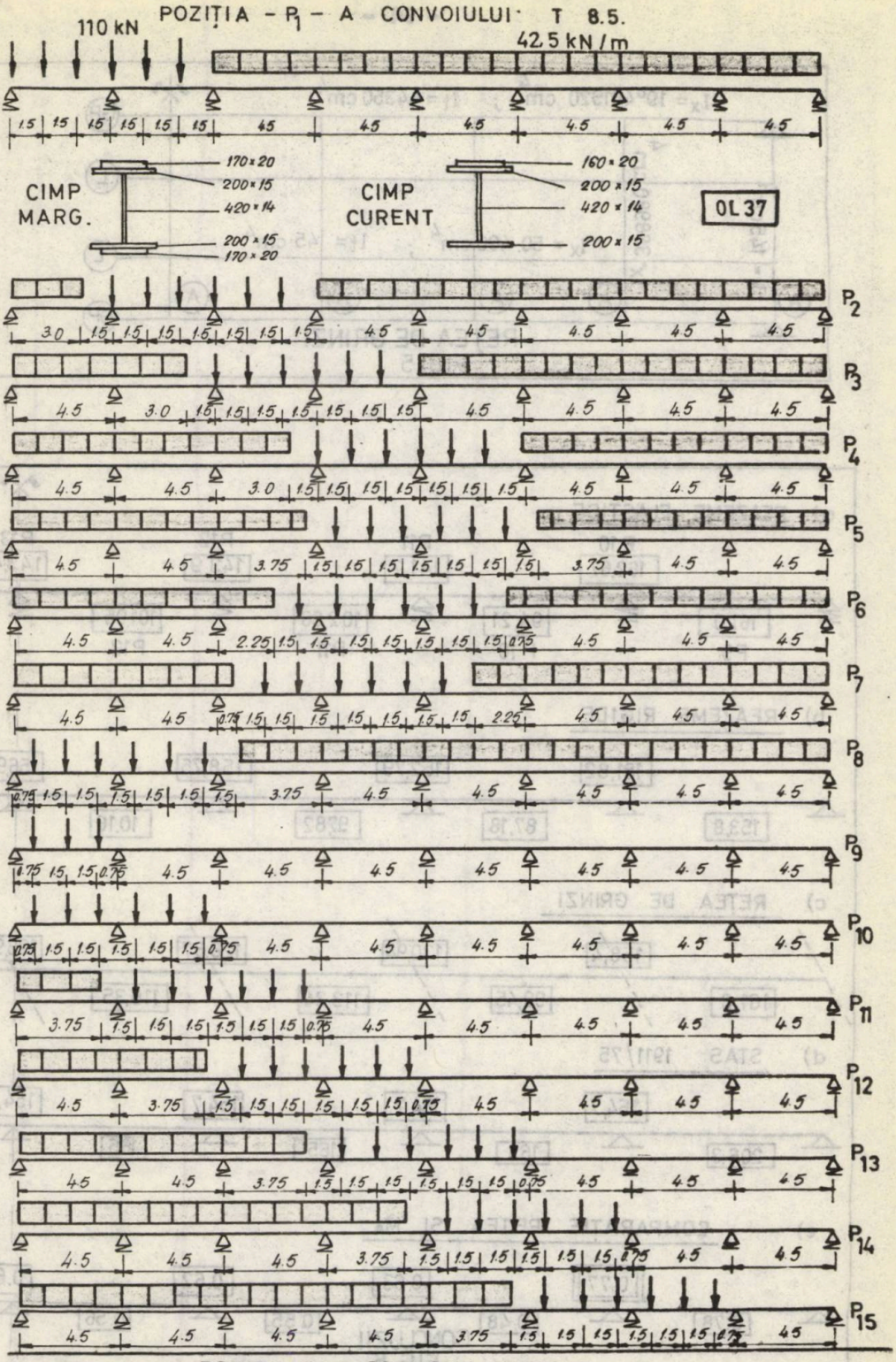
ANSAMBLU
FIG.1



SCHEMĂ DE CALCUL
FIG. 3

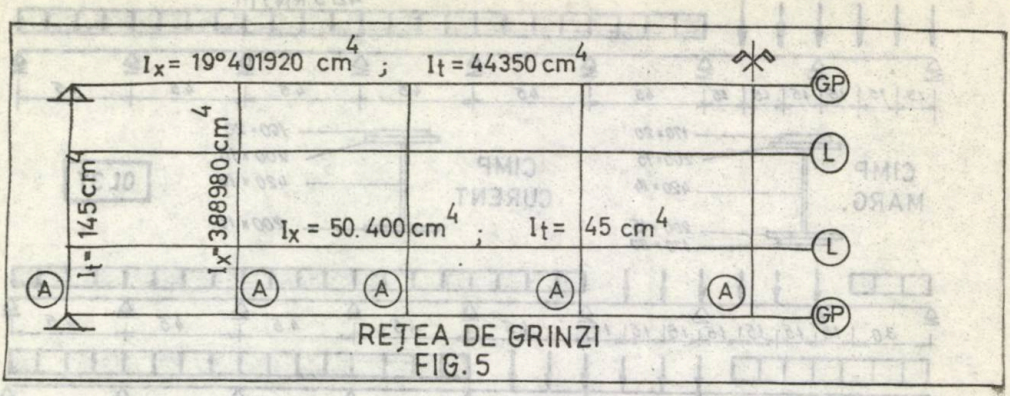


DEFORMAȚIE LONGERON
FIG. 4

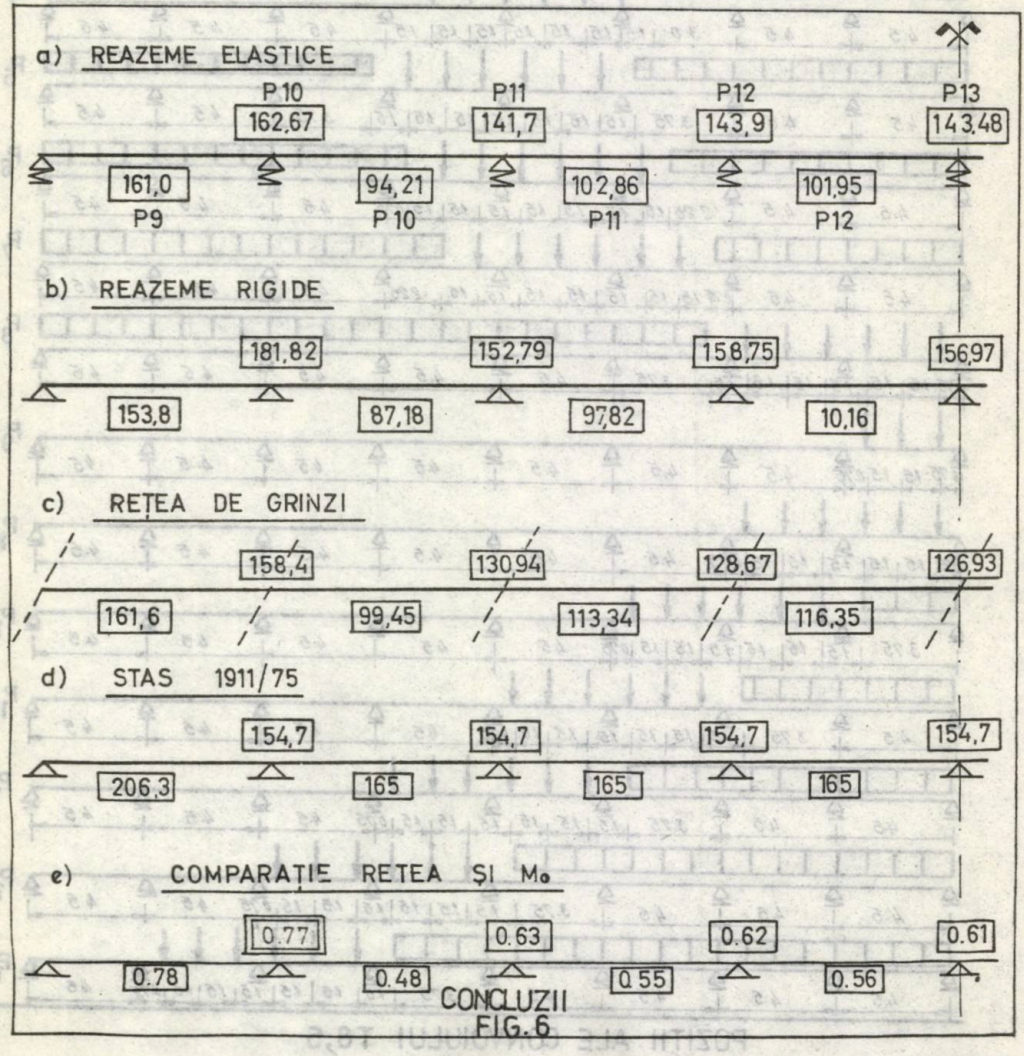


POZIȚII ALE CONVOIULUI T8,5

FIG.2

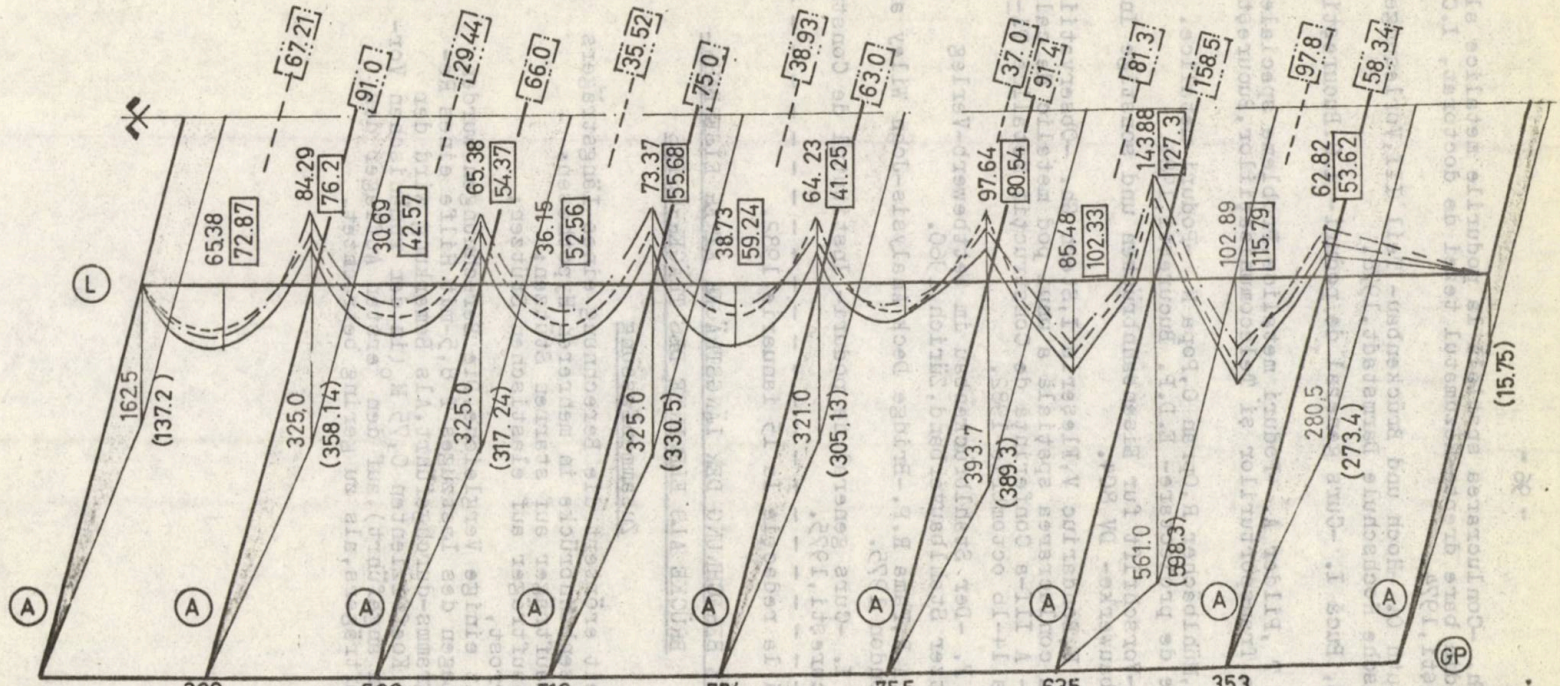


REȚEA DE GRINZI
FIG. 5



CONCLUZII
FIG. 6

MOMENTE IN [kNm] DIN POZITIA P 15 A CONVOIULUI



91.0 Momente pt. grindă cont. pe reaz. rigide

84.29 Momente pt. grindă cont. pe reaz. elastice

76.2 Momente pt. reteaua de grinzi

561,0 – Grindă simplu rezem.

(598,3) – Rețea de grinzi

774 – Moment în nodul gr. princip. – din rețeaua de grinzi

FIG. 7

6. Ilie Gh. -Conlucrarea spaţială la podurile metalice alcătuite din bare drepte-Rezumatul tezei de doctorat, I.C. Bucureşti,1974.

7. Jungbluth O. -Hoch und Brückenbau- Teil III,Vorlesungen, Technische Hochschule Darmstadt,1978.

8. Buiu E, Bucă I. -Curs general de poduri- I.C.Bucureşti, 1980.

9. Revici T ,Pilder A. -Poduri metalice.Probleme speciale- Editura Transporturilor şi Telecomunicaţiilor,Bucureşti, 1960.

10. Bucă I,Mühlbächer R,Opran O,Popa N. -Poduri metalice. Exemple de proiectare- E.D.P. Bucureşti,1981.

11. * ** -Vorschrift fur Eisenbahnbrücken und sonstige Ingineurbauwerke- DV 804.

12. Băncilă R,Bondariuc V,Fleşeriu I,Stern Gh. -Observatii privind conlucrarea spaţială a unui pod metalic de cale ferată- A III-a Conferinţă de Construcţii Metalice Timişoara 14-16 octombrie 1982.

13. Stüssi F. -Der Stahlbrückenbau im Wettbewerb-Verlag Schweitzer Stahlbauverband,Zürich,1960.

14. Cusens A.R,Pama R.P.-Bridge Deck Analysis-John Wiley and Sons,London 1975.

15. Alexiu I. -Curs general de poduri- Institutul de Construcţii Bucureşti,1975.

Primită la redacţie la 15 ianuarie 1982.

DIE BERECHNUNG DER LÄNGSTRÄGER EINER EISENBAHNBRÜCKE ALS ELEMENTE DES TRÄGERROSTES

Zusammenfassung

Die Arbeit erörtert die Berechnung eines Längsträgers einer Eisenbahnbrücke in mehreren Hypothesen;
-Durchlaufträger auf starren Stützen;
-Durchlaufträger auf elastischen Stützen;
-Trägerrost,
und macht einige Vergleiche.Die Berechnungen wurden für 15 Lagen des Lastzuges T 8,5-mit Hilfe eines Rechenprogramms-durchgeführt.Als Bemerkung wird der Wert des Koeffizienten 0,75 M_0(in den rumänischen Vorschriften angeführt),auf den ersten Auflager des Durchlaufträgers,als zu gering betrachtet.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişcara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

FABRICAREA TUBURILOR DIN BETON PENTRU CANALIZARE, APLICIND TEHNOLOGIA REVIBRARII BETONULUI

Pătcaş I., Suma C.*), Filimon I.

1. Introducere

Trustul de Construcţii Industriale din Timişoara are de executat în prezent un volum foarte mare de Construcţii-Montaj, cu o cantitate mare de reţele de canalizare.

In prezent, la noi în ţară tuburile de canalizare se realizează cu instalaţii din import, procurarea acestora solicitînd un efort valutar considerabil. Unităţile specializate din ţară care produc aceste tuburi nu pot asigura întotdeauna şi la timp cantitatea de tuburi de canalizare solicitată.

Pentru realizarea tuburilor de canalizare necesare, cu mijloace proprii, fără utilizarea instalaţiilor din import, T.C.Ind.Timişoara, pe baza unui contract de cercetare ştiinţifică a apelat la colaborarea cu un colectiv al Catedrei de Beton armat şi clădiri a Facultăţii de Construcţii din Timişoara.

Dorind să realizăm în condiţii eficiente acest obiectiv, ne-am propus conceperea unor tipare metalice uşor de executat, manevrat şi întreţinut şi realizarea unui beton cu calităţi superioare.

2. Confecţionarea tiparelor

După efectuarea consultării şi documentării necesare, tiparele metalice au fost concepute şi proiectate în cadrul Atelierului de proiectare, execuţia lor făcîndu-se în Atelierul de confecţii metalice al T.C.Ind.Timişoara.

Tiparele au fost executate din tablă de oţel de 3 mm grosime, cu rigidizări din tablă sau profile metalice laminate, elementele componente fiind asamblate prin sudură.

---

*) Trustul de Construcţii Industriale
Str. 30 Decembrie nr.27,
1900 Timişoara - România

Fiecare tipar este alcătuit din trei părţi mari : miezul interior de formă cilindrică, exteriorul tiparului format din două părţi semicilindrice şi fundul tiparului, fiecare din acestea fiind prevăzute cu elemente secundare de fixare, prindere, manevrare cu macaraua etc.

Pînă în prezent s-au realizat tipare pentru tuburi cu diametrul Ø = 200 mm, 300 mm şi 400 mm, înălţimea h = 1,00 m, executîndu-se cîte 30 buc. tipare pentru fiecare diametru de tub.

3. Stabilirea compoziţiei, criteriilor vibrării şi revibrării betonului

In cadrul Catedrei de Beton armat şi clădiri a Facultăţii de Construcţii din Timişoara se studiază de mai mulţi ani efectul revibrării betonului în perioada de priză a cimentului, asupra proprietăţilor fizico-mecanice ale betonului.

Pe baza rezultatelor bune obţinute în laborator, noul procedeu tehnologic de revibrare a betonului a fost aplicat efectiv în producţie la execuţia unor tronsoane experimentale de îmbrăcăminţi rutiere din beton 2 .

Toate încercările efectuate au arătat că prin revibrarea betonului în perioada de priză a cimentului, sporurile de rezistenţe şi îmbunătăţirea celorlalte caracteristici ale betonului revibrat, permit reducerea dozajului de ciment cu 10 - 15 %, obţinîndu-se chiar şi în condiţii de şantier, cel puţin aceleaşi rezistenţe ca şi la betoanele cu dozaj de ciment normal, executate după tehnologia obişnuită.

Pe baza acestor rezultate, pentru aplicarea tehnologiei revibrării betonului la fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare s-au studiat în laborator mai multe compoziţii de beton pentru care s-au obţinut la probele revibrate faţă de cele vibrate numai la punerea în operă, sporuri de rezistenţă de 10 - 20 % pentru rezistenţa la compresiune R_c şi de 15 - 25 % pentru rezistenţa la întindere R_t. Incercările la impermeabilitate efectuate conform STAS 3519/76 au dovedit de asemenea o comportare mai bună a probelor revibrate faţă de cele vibrate numai la punerea în operă.

Avînd în vedere rezultatele bune obţinute în studiile de laborator cît şi condiţiile tehnologice de realizare a tuburilor din beton pentru canalizare s-a stabilit următoarea compoziţie de beton :

- ciment PZ - 400 kg
- apă - 175 kg
- agregat - 1855 kg din care :

- sortul 0-3 mm 40 % = 740 kg
- sortul 3-7 mm 60 % =1115 kg
- raportul a/c - 0,438.

Referitor la criteriile de vibrare şi revibrare, s-a constatat că este raţional şi economic să se efectueze o vibrare a betonului timp de 2 minute la punerea în operă şi o revibrare de 0,5 minute la mijlocul perioadei de priză a cimentului.

4. Tehnologia de realizare a tuburilor

Utilizînd compoziţia dată în paragraful precedent, betonul s-a preparat la locul de turnare cu ajutorul unei betoniere cu amestec forţat de 250 l capacitate. Pentru a uşura introducerea betonului în tipare şi pentru a avea pierderi de beton cît mai mici, tiparelor li s-a ataşat la partea superioară o pîlnie tronconică din tablă.

După ce tiparele au fost umplute cu beton proaspăt se ridică cu macaraua şi se aşează pe masa vibrantă.

Compactarea betonului s-a făcut cu ajutorul unei mese vibrante, folosită curent de T.C.Ind.Timişoara, la realizarea fîşiilor cu goluri din beton precomprimat ; s-a efectuat o vibrare timp de 2 minute la punerea în operă şi o revibrare de 0,5 minute la mijlocul perioadei de priză a cimentului. Cu ajutorul mesei vibrante folosite se pot compacta concomitent 8-10 tuburi.

După ce s-a realizat revibrarea, tiparele sînt aşezate în zona de lucru, după 1 oră se poate scoate miezul interior al tiparului, decofrarea completă efectuîndu-se după 24 ore.

Folosind această tehnologie s-a ajuns ca pînă în prezent, începînd din luna aprilie, 1980, să se realizeze zilnic în medie cîte 30 tuburi.

In viitor, prin mărirea productivităţii muncii se preconizează să se ajungă la o producţie zilnică de circa 90 tuburi. In felul acesta se apreciază că într-un an se vor putea realiza tuburi pentru reţele de canalizare cu o lungime de circa 18 km, ceea ce depăşeşte necesarul anual actual al T.C.Ind. Timişoara de circa 15 km.

Pentru verificarea calităţii betonului folosit efectiv la realizarea tuburilor şi preparat în condiţii de şantier, s-au confecţionat probe din betonul respectiv pe două serii, rezultatele încercărilor la 12 zile fiind următoarele :

- seria 1 (martor) R_c = 280 kg/cm^2
- seria 2 (revibrată) R_c = 299 kg/cm^2, spor 7,5 %.

5. Concluzii

Considerăm că această soluţie de realizare a tuburilor de canalizare din beton revibrat este avantajoasă din mai multe puncte de vedere şi anume :

- instalaţia folosită este simplă şi uşor de exploatat ;
- instalaţiile existente şi folosite la ora actuală la noi în ţară sînt importante, necesitînd efort valutar apreciabil ;
- se reduc considerabil cheltuielile de transport ;
- îmbunătăţirea proprietăţilor fizico-mecanice ale betonului pus în operă după tehnologia revibrării va permite în viitor să se reducă consumul de ciment cu 10 - 15 %.

BIBLIOGRAFIE

1. Almey F., Het natrillen van beton gedurende de brinding van het cement. Ryksuniversiteit Gent, Revue C. Tijdschrift IV, nr. 12, 1968.

2. Avram C., Mihăescu A., Renoth I., Pătcaş I., Iepureanu Ana, Aplicarea revibrării betonului la execuţia îmbrăcăminţilor rutiere, Transporturi Auto, Navale şi Aeriene nr.4, 1971.

3. Pătcaş I., Mihăescu A., Avram C., - Contribuţii la execuţia îmbrăcăminţilor rutiere din beton de ciment, folosind tehnologia revibrării betonului. Conferinţa a VIII-a de betoane. Betoane speciale şi noi tipuri de betoane, vol.2, Cluj-Napoca, 1976.

4. Pătcaş I., Babescu Gh., Babescu Constanţa, Indicatori statistico-matematici privind rezistenţele betonului. Buletin ştiinţific, seria tehnică-matematică, volumul III, Institutul de învăţămînt superior Sibiu, 1980.

5. Rebut P., Ghid practic pentru vibrarea betoanelor. Traducere din limba franceză, Editura tehnică, Bucureşti, 1967.

Primită la redacţie la 14 decembrie 1980.

HERSTELLUNG VON BETONROHREN FÜR KANALISIERUNGSARBEITEN MITTELS DER TECHNOLOGIE DES WIEDERHOLTEN RÜTTELN

Zusammenfassung

Zur Zeit werden bei uns im Lande, zur Erzeugung von Betonrohren kostspielige Importantlagen verwendet. Vorliegende Arbeit beschreibt eine einfache, vom Trust für Industriebau Timişoara gefertigte Anlage, die den Forderungen vollau entspricht.

Die erwöhnte Anlage vorwendet die Technologie des wiederholten Rüttelns, die eine Qualitätsverbesserung des Betons, wirt gleichzirtiger zehnprozentiger Herabsetzung des Zementverbrauches erlaubt.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 27(41) CONSTRUCTII 1982

INTERACTIUNEA CADRE-DIAFRAGME LA O STRUCTURA CU UN NIVEL DIN BETON ARMAT

Mîrşu O.

In lucrare se analizează distribuţia forţei laterale pentru o structură mixtă în cadre portal din beton armat conlucrînd cu diafragme, în ipoteza că planşeele au o rigiditate mare în plan orizontal. Datele comentate sînt extrase din lucrarea lui Kiyoshi Muto "Seismic Analysis of Reinforced Concrete Building" /1/.

S-a considerat structura din fig.1, în cadre cu un singur nivel, fără şi cu legătură la nivelul fundaţiilor, conlucrînd cu o diafragmă plină, respectiv o diafragmă cu gol central pe toată înălţimea, de lăţime 1/3 din deschiderea transversală. Calculul s-a făcut avînd în vedere diferiţi factori de plasticizare a structurii β(=1 în cazul structurii perfect elastice) şi diferite terenuri de fundaţie (teren tare şi teren slab, exprimat prin rotirea fundaţiei Θ). Rezultatele reprezentînd fracţiune % din forţa laterală preluată de diafragmă, respectiv de cadre, în diferitele ipoteze considerate, sînt date în fig.2.

Se observă următoarele :

In cazul terenurilor tari prin folosirea diafragmei cu gol central pe o treime din deschidere, faţă de o diafragmă plină, rezultă o reducere a rigidităţii şi ca urmare o reducere a fracţiunii procentuale din forţa laterală preluată de diafragmă (cu 13 %), valoare ce se menţine constantă indiferent de gradul de plasticizare.

In cazul terenurilor tari, plasticizarea diafragmei (factorii de plasticizare β = 1, 4 şi 8) reduce valoarea fracţiunii procentuale din forţa laterală preluată de diafragmă, în trepte de aproximativ 15 %, indiferent dacă diafragme este plină sau cu goluri.

In cazul terenurilor slabe rotirea fundaţiei diafragmei pline cu un unghiu $\Theta = 10^{-4}$ provoacă o reducere cu 20 % a fracţiunii pro-

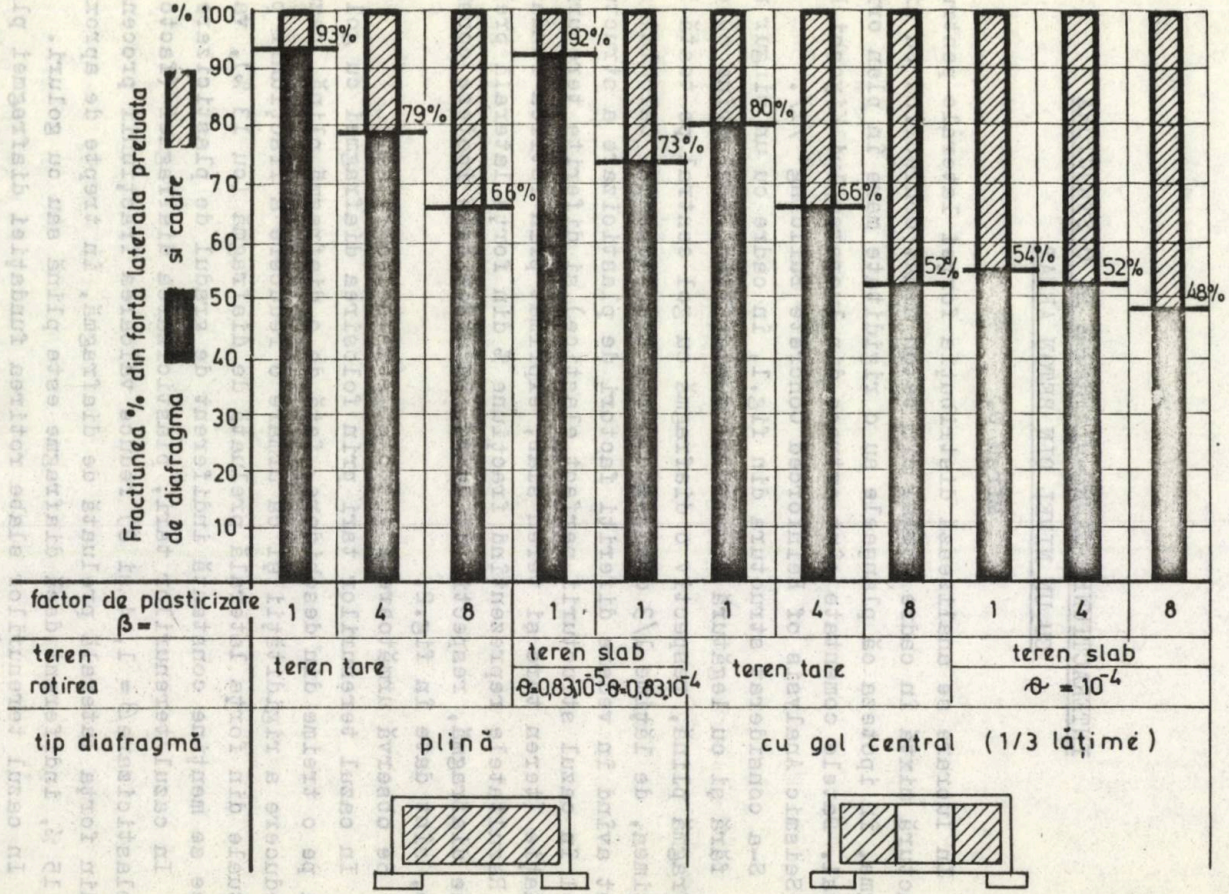


Fig. 2

Distribuția forței laterale între cadre și diafragme.

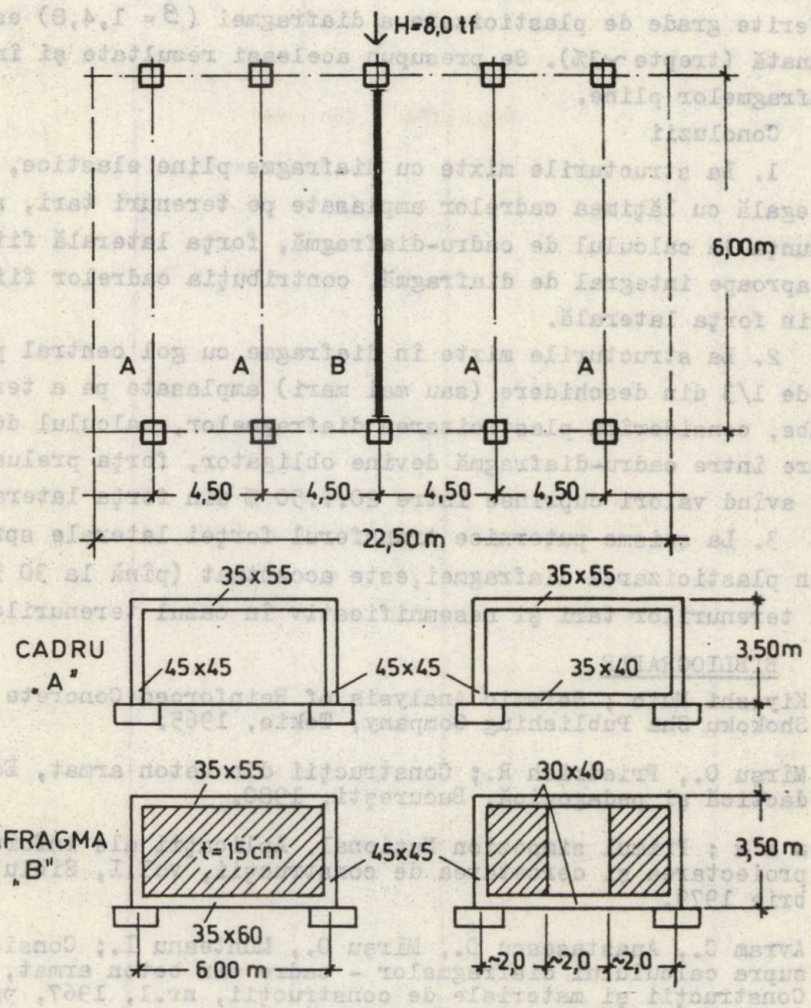


Fig.1 Structură mixtă în cadre - diafragme

centuale din forţa laterală preluată de diafragmă, faţă de cazul terenurilor tari ; pentru diafragmele cu gol central reducerea este mai accentuată, 26 %.

In cazul terenurilor slabe ($\varrho = 10^{-4}$) reducerea fracţiunii procentuale din forţa laterală preluată de diafragme cu goluri pentru diferite grade de plasticizare a diafragmei (β = 1,4,8) este neînsemnată (trepte ~3%). Se presupun aceleaşi rezultate şi în cazul diafragmelor pline.

Concluzii

1. La structurile mixte cu diafragme pline elastice, de lăţime egală cu lăţimea cadrelor amplasate pe terenuri tari, se poate renunţa la calculul de cadru-diafragmă, forţa laterală fiind preluată aproape integral de diafragmă, contribuţia cadrelor fiind sub 8 % din forţa laterală.

2. La structurile mixte în diafragme cu gol central pe o lăţime de 1/3 din deschidere (sau mai mari) amplasate pe a terenurilor slabe, considerînd plasticizarea diafragmelor, calculul de conlucrare între cadru-diafragmă devine obligator, forţa preluată de cadre avînd valori cuprinse între 20...50 % din forţa laterală totală.

3. La seisme puternice transferul forţei laterale spre cadre prin plasticizarea diafragmei este accentuat (pînă la 30 %) în cazul terenurilor tari şi nesemnificativ în cazul terenurilor slabe.

BIBLIOGRAFIE

1. Kiyoshi Muto ; Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Shokoku Sha Publishing Company, Tokio, 1965.

2. Mîrşu O., Friedrich R.; Construcţii din beton armat, Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1980.

3. * * * ; Primul simpozion Naţional. Aplicaţii ale informaticii în proiectarea şi cercetarea de construcţii, vol.I, Sibiu, noiembrie 1979.

4. Avram C., Anastasescu D., Mîrşu O., Munteanu I.; Consideraţii asupra calculului diafragmelor - cadre din beton armat, Revista Construcţii şi materiale de construcţii, nr.1, 1967, pg.1-9.
Primită la redacţie la 15 noiembrie 1982.

WECHSELWIRKUNG RAHMEN-SCHEIBE BEI EINEM EINGESCHOSSIGEN TRAGWERK AU STAHLBETON

Zusammenfassung

Für ein eingeschossiges Tragwerk wird die Wechselwirkung Rahmen-Scheibe untersucht. Dabei werden die Steifigkeit und Plastizisierung der Scheibe wie auch die Art des Baugrundes berücksichtigt.